



Universidade do Porto

Faculdade de Engenharia

FEUP

AVALIAÇÃO DE PERIGOSIDADE SÍSMICA E SEGURANÇA ESTRUTURAL EM MOÇAMBIQUE: OS CASOS DA BEIRA E DO CHIMOIO

Paulo Jorge Acúrcio das Mercês e Sousa

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para a obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil, realizada sob supervisão dos Professores Rui Carneiro de Barros do Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Porto, e Julian J. Bommer do Departamento de Engenharia Civil e Ambiente do Imperial College de Londres.

Setembro de 2006

ÍNDICE GERAL

Agradecimentos	iii
Resumo	vii
Abstract.....	ix
Índice de Texto	xi
Índice de Figuras.....	xvii
Índice de Tabelas	xxiii
Abreviaturas e símbolos.....	xxvii
Capítulo 1 – Introdução	1
Capítulo 2 – Introdução à Engenharia Sísmica.....	5
Capítulo 3 – A Sismicidade de Moçambique	37
Capítulo 4 – Avaliação de Perigosidade Sísmica	53
Capítulo 5 – Avaliação de Segurança Estrutural: Aplicação da Metodologia <i>DBELA</i>	147
Capítulo 6 – Conclusões, Recomendações e Desenvolvimentos Futuros	193
Referências Bibliográficas	199
Bibliografia Complementar	211

AGRADECIMENTOS

Embora se trate de um empreendimento de cariz individual, esta dissertação, como tudo na nossa vida, é fruto da contribuição de diversas pessoas que, duma maneira ou doutra, me ajudaram, apoiaram e motivaram ao longo do percurso. Gostaria de aproveitar este espaço para agradecer a algumas dessas pessoas.

Começo por agradecer ao Professor Rui Carneiro de Barros pela orientação, disponibilidade e amizade demonstrados ao longo da realização deste trabalho. Obrigado por todas as cartas e declarações, uma componente de certo modo inesperada na supervisão de uma tese de mestrado. Obrigado ainda pelo interesse e entusiasmo demonstrados pelo presente tema, e por Moçambique em geral.

Ao Professor Julian Bommer agradeço por se ter interessado por um aluno de mestrado “desconhecido” após um único contacto por *e-mail*. Interesse este que acabou por se traduzir numa visita ao Imperial College em Londres, tendo esta visita e a colaboração aí iniciada sido fundamental para o sucesso deste trabalho. Foi um trabalho de orientação feito muitas vezes à distância, mas sempre com total disponibilidade e dedicação (apesar do calendário extremamente preenchido).

Ao Instituto Português de Apoio ao Desenvolvimento um agradecimento pelo apoio financeiro, sem o qual a realização do mestrado teria sido certamente mais complicada.

Ao Xavier e ao Professor Raimundo, um muito obrigado pela cuidada revisão da versão final do texto. Um agradecimento especial ao Xavier por me ter dado inicialmente o contacto do Professor Bommer, e pela bibliografia recomendada e cedida.

À Dr.^a Helen Crowley e ao Professor Rui Pinho, obrigado pelas essenciais consultas e esclarecimentos.

Gostaria ainda de agradecer ao Sheiss, Xandão, Nuno, Manuela, e aos Municípios da Beira e do Chimoio, pelo trabalho em arranjar os dados de edifícios essenciais para a realização deste trabalho.

Nem todo o apoio se manifesta a nível “profissional”, como tal, gostaria de agradecer a todos, família e amigos, que fizeram da minha estadia no Porto uma experiência agradável e enriquecedora. Em particular agradecer aos meus primos (Gonçalo, Cláudia, Bárbara e Domingos) e ao pessoal da residência de ciências (Alina, Roxana e Ana).

Agradecer ainda o apoio incondicional dado pela minha família, apesar de eu me encontrar a 8 500 *km* de casa. À minha mãe, avó e irmão muito obrigado por tudo, o vosso apoio foi essencial. Por fim à Diana, obrigado por todo o apoio, amizade, carinho, companheirismo, paciência e óptimo humor...obrigado por tudo!!!

RESUMO

O trabalho desenvolvido pretende fazer uma análise da perigosidade (casualidade) sísmica esperada nas cidades da Beira e Chimoio em Moçambique, assim como uma avaliação da segurança estrutural de edifícios localizados nas mesmas cidades.

Moçambique encontra-se numa zona considerada, por regra, “livre” de actividade sísmica. Como tal o dimensionamento de edifícios no país não tem em consideração a possibilidade de ocorrência sísmica, não havendo regulamentação para tal, nem preparação nas faculdades para abordar este aspecto do dimensionamento estrutural.

No entanto, como se tem verificado desde o dia 21 de Fevereiro de 2006 a reduzida probabilidade de ocorrência não significa que não ocorram sismos. Desde o dia 21 de Fevereiro (em que ocorreu um sismo de magnitude 4,4 na escala de Richter) que se tem vindo a observar actividade sísmica mais ou menos contínua na região, tendo esta tido o seu “pico” com o sismo de magnitude 7,0 na madrugada do dia 23 de Fevereiro; posteriormente foram registradas réplicas e sismos de menores intensidades pelo menos até ao dia 23 de Agosto. No total até ao presente (Setembro de 2006), registraram-se mais de 80 abalos sísmicos com magnitudes entre 3,9 e 7,0 na escala de Richter.

O sismo de 23 de Fevereiro (magnitude 7,0) foi sentido a centenas de quilómetros do epicentro: em Maputo a 530km, na Beira a 215km e no Chimoio a 235km, apenas para mencionar as cidades afectadas de maior dimensão.

No presente trabalho foram estimadas as magnitudes e localizações de eventuais sismos próximos das duas cidades a estudar, com base na informação existente relativa às falhas geológicas em Moçambique. Posteriormente, recorrendo a equações de atenuação de desenvolvimento recente, determinaram-se os parâmetros de movimento sísmico esperados. De seguida, usando um método de avaliação de perdas devido a sismos baseado nos deslocamentos (DBELA - Displacement Based Earthquake Loss Assessment), foi avaliado o desempenho esperado de determinados edifícios das cidades em estudo.

ABSTRACT

The present work attempts to make a seismic hazard assessment of the cities of Beira and Chimoio, in Mozambique, as well as to make a structural behaviour assessment of specific buildings located in the afore mentioned cities.

Mozambique is in an area considered, commonly, as free of seismic activity. As such the design of buildings in the country doesn't take into consideration the possibility of seismic activity; there are no design codes that regulate this aspect of structural design and students in the country's faculties are not taught how to account for it.

However, as proved by the recent seismic activity started on February 21st 2006, low probability of occurrence is not the same as zero probability of occurrence. Since February 21st there as been a, more or less, continuous seismic activity in the region, which peaked with the magnitude 7,0 earthquake of February 23rd, with aftershocks and smaller earthquakes taking place up to the 23rd of August. So far, starting in February 2006 (and as of September 2006), more than 80 earthquakes have been registered with magnitudes ranging from 3,9 to 7,0.

The February 23rd event (magnitude 7,0) was felt hundreds of kilometres from the earthquake's epicentre: Maputo at 530 *km*, Beira at 215 *km* and Chimoio at 235 *km*.

In this work magnitudes and locations of future possible earthquakes were estimated, based on the available information on geological faults in Mozambique. Afterwards, using recently developed attenuation equations, expected seismic ground motion parameters were predicted. Finally, a structural behaviour assessment was conducted for specific buildings located in the mentioned cities, using a recent loss assessment method (DBELA - Displacement Based Earthquake Loss Assessment), for each earthquake scenario considered.

ÍNDICE DE TEXTO

1. Introdução.....	1
1.1 Motivação e Objectivos	1
1.2 Organização da tese	3
2. Introdução à Engenharia Sísmica	5
2.1 Sismos.....	5
2.2 Risco Sísmico	7
2.3 Recorrência de Sismos.....	9
2.4 Propriedades Básicas dos Sismos	10
2.4.1 Ondas Sísmicas	10
2.4.2 Intensidade e Magnitude	12
2.4.3 Registos de Movimentos Sísmicos Disponíveis	14
2.4.4 Movimentos Sísmicos Verticais	14
2.4.5 Atenuação de Ondas: Estimativas e Incertezas.....	14
2.5 Caracterização dos Movimentos Sísmicos.....	16
2.5.1 Espectro de Fourier	16
2.5.2 Espectro de Resposta Elástico	18
2.5.2.1 Efeito do Amortecimento nos Espectros de Resposta.....	19
2.5.2.2 Escalar o Espectro de Resposta Usando a Aceleração de Pico	19
2.5.2.3 Diferentes Formatos de Apresentação dos Espectros de Resposta	20
2.5.2.4 Intensidade Espectral de Housner	21
2.5.3 Espectros Elásticos de Dimensionamento	21

2.5.3.1 Espectro Elástico de Dimensionamento de Newmark-Hall	21
2.5.3.2 Alteração de Espectros de Dimensionamento Para Diferentes Valores de Amortecimento	23
2.5.4 Intensidade de Arias.....	24
2.5.5 Duração do Movimento Sísmico	24
2.5.6 Espectro de <i>Drift</i> (Deslocamento Lateral Relativo).....	25
2.5.7 Espectros de Resposta Inelásticos.....	25
2.5.8 Espectros de Energia.....	26
2.5.9 Espectros de Dano.....	27
2.6 Equações de Atenuação	28
2.6.1 Parâmetros das Equações de Atenuação	30
2.6.1.1 Parâmetros Descritivos do Movimento Sísmico	30
2.6.1.2 Magnitude.....	30
2.6.1.3 Distância à Fonte	30
2.6.1.4 Mecanismo de Falha.....	32
2.6.1.5 Condições Locais	33
2.6.1.6 Efeitos de Tecto e de Muro	35
2.6.1.7 Enquadramento Tectónico.....	35
3. A Sismicidade de Moçambique	37
3.1 Introdução	37
3.2 Enquadramento Tectónico.....	38
3.3 Actividade Sísmica Regional e o Sismo de Machaze.....	40
3.4 Regulamentação para o Dimensionamento Sísmico em Moçambique.....	51

4. Avaliação de Perigosidade Sísmica.....	53
4.1 Introdução	53
4.2 Casos de Estudo – Modelos de Sismicidade.....	56
4.2.1 A Cidade da Beira.....	58
4.2.2 A Cidade do Chimoio	59
4.3 Equações de Atenuação Utilizadas.....	60
4.3.1 Modelo de Ambraseys, Douglas, Sarma e Smit	62
4.3.2 Modelo de Akkar e Bommer	63
4.3.3 Modelo de Boore e Atkinson	64
4.3.4 Modelo de Campbell e Bozorgnia	67
4.4 Resultados.....	70
4.4.1 Modelo de Ambraseys, Douglas, Sarma e Smit	70
4.4.1.1 Beira.....	70
4.4.1.1.1 Distância à fonte variável e magnitude fixa	70
4.4.1.1.2 Magnitude variável e distância à fonte fixa.....	72
4.4.1.2 Chimoio.....	75
4.4.1.2.1 Distância à fonte variável e magnitude fixa	75
4.4.1.2.2 Magnitude variável e distância à fonte fixa.....	78
4.4.2 Modelo de Akkar e Bommer	80
4.4.2.1 Beira.....	80
4.4.2.1.1 Distância à fonte variável e magnitude fixa	80
4.4.2.1.2 Magnitude variável e distância à fonte fixa.....	81
4.4.2.2 Chimoio.....	84
4.4.2.2.1 Distância à fonte variável e magnitude fixa	84
4.4.2.2.2 Magnitude variável e distância à fonte fixa.....	85
4.4.3 Modelo de Boore e Atkinson	88

4.4.3.1 Beira	88
4.4.3.1.1 Distância à fonte variável, magnitude e V_{30} fixos.....	88
4.4.3.1.2 Magnitude variável, distância à fonte e V_{30} fixos	91
4.4.3.1.3 V_{30} variável, magnitude e distância à fonte fixos.....	95
4.4.3.2 Chimoio	99
4.4.3.2.1 Distância à fonte variável, magnitude e V_{30} fixos.....	99
4.4.3.2.2 Magnitude variável, distância à fonte e V_{30} fixos	102
4.4.3.2.3 V_{30} variável, magnitude e distância à fonte fixos.....	106
4.4.4 Modelo de Campbell e Bozorgnia	110
4.4.4.1 Beira	110
4.4.4.1.1 Distância à fonte variável e magnitude fixa	110
4.4.4.1.2 Magnitude variável e distância à fonte fixa	112
4.4.4.2 Chimoio	114
4.4.4.2.1 Distância à fonte variável, magnitude e V_{30} fixos.....	114
4.4.4.2.2 Magnitude variável, distância à fonte e V_{30} fixos	117
4.4.4.2.3 V_{30} variável, magnitude e distância à fonte fixos.....	120
4.4.5 Discussão dos Resultados	124
4.4.5.1 Beira	125
4.4.5.2 Chimoio	135
4.4.6 Conclusões	144

5. Avaliação de Segurança Estrutural: Aplicação da Metodologia *DBELA*... 147

5.1 Uma Metodologia Baseada nos Deslocamentos para a Avaliação de Perdas Resultantes de Sismos (Displacement-Based Earthquake Loss Assessment – *DBELA*)147

5.1.1 Algumas Limitações de Métodos Existentes para a Avaliação de Perdas....	147
5.1.2 Descrição Geral da Metodologia <i>DBELA</i>	149

6. Conclusões, Recomendações e Desenvolvimentos Futuros	193
6.1 Conclusões	193
6.2 Recomendações e Desenvolvimentos Futuros.....	197
 Referências Bibliográficas	 199
 Bibliografia Complementar.....	 211

ÍNDICE DE FIGURAS

Capítulo 2

Figura 2.1: Espectro de dimensionamento elástico horizontal de acordo com Newmark e Hall, todos os eixos encontram-se na escala logarítmica (<i>adaptado de Bozorgnia e Campbell, 2004</i>).....	22
Figura 2.2: Exemplos das relações entre os diferentes tipos de distância (<i>adaptado de Abrahamson e Shedlock, 1997</i>).....	31
Figura 2.3: Falha normal (<i>adaptado de Incorporated Research Institutions for Seismology www.iris.edu</i>) .	33
Figura 2.4: Falha inversa (<i>adaptado de Incorporated Research Institutions for Seismology www.iris.edu</i>) .	33
Figura 2.5: Falha transcorrente (<i>adaptado de Incorporated Research Institutions for Seismology www.iris.edu</i>).....	33
Figura 2.6: Falha oblíqua (<i>adaptado de Incorporated Research Institutions for Seismology www.iris.edu</i>) .	33

Capítulo 3

Figura 3.1: Esquema do Rift da África Oriental (<i>adaptado de USGS, 2006a</i>).....	38
Figura 3.2: Sismicidade da África Austral e Oriental no período compreendido entre 627 e 1994 (<i>adaptado de Midzi et al., 1999</i>).....	39
Figura 3.3: Localização de falhas na parte Oriental da África Austral (<i>adaptado de Dumisani, 2001</i>)	41
Figura 3.4: Possível localização de falhas em Moçambique (<i>adaptado de Vasconcelos, 2006</i>)	41
Figura 3.5: Subdivisão da Placa Africana em blocos menores e relativamente estáveis (blocos assísmicos), separados por tapetes sísmicamente activos (<i>adaptado de Hartnady, 2002</i>)	42
Figura 3.6: Perigosidade Sísmica no centro de Moçambique – <i>Global Seismic Hazard Assessment Programme</i> – acelerações máximas [m/s^2] com 10% de probabilidade de excedência em 50 anos. (<i>adaptado de USGS (2006a)</i>).....	43
Figura 3.7: Distribuição da actividade sísmica (representação de epicentros) em território Moçambicano, entre 1973 e Setembro de 2006 (<i>adaptado de USGS, 2006a</i>)	45
Figura 3.8: Distribuição da actividade sísmica (representação de epicentros) em território Moçambicano entre Janeiro e Setembro de 2006 (<i>adaptado de USGS (2006a)</i>)	47
Figura 3.9: Desnível numa secção da rotura superficial da falha na origem do sismo de Machaze.	48
Figura 3.10: Desnível de 1,3 m e deslocamento lateral para a esquerda de 0,7 m na falha de Machaze.	48
Figura 3.11: Extensão de um dos troços da rotura superficial da falha de Machaze.	49
Figura 3.12: Danos resultantes do sismo de Machaze.	50

Capítulo 4

Figura 4.1: Perigos sísmicos resultantes de processos sísmicos e da sua interacção com o meio-ambiente (adaptado de Bommer e Boore, 2005).	54
Figura 4.2: Localização de falhas no Centro de Moçambique (adaptado de Vasconcelos, 2006)	57
Figura 4.3: S_d para $M_W = 7,1$ e r variável entre 15 e 35 km (Beira; modelo de Ambraseys <i>et al.</i>)	71
Figura 4.4: S_d para $M_W = 7,5$ e r variável entre 15 e 35 km (Beira; modelo de Ambraseys <i>et al.</i>)	71
Figura 4.5: S_d para $M_W = 7,7$ e r variável entre 15 e 35 km (Beira; modelo de Ambraseys <i>et al.</i>)	72
Figura 4.6: S_d para $r = 15$ km e M_W variável entre 7,1 e 7,7 (Beira; modelo de Ambraseys <i>et al.</i>)	73
Figura 4.7: S_d para $r = 25$ km e M_W variável entre 7,1 e 7,7 (Beira; modelo de Ambraseys <i>et al.</i>)	73
Figura 4.8: S_d para $r = 35$ km e M_W variável entre 7,1 e 7,7 (Beira; modelo de Ambraseys <i>et al.</i>)	74
Figura 4.9: S_d para $M_W = 7,4$ e r variável entre 70 e 90 km (Chimoio; modelo de Ambraseys <i>et al.</i>)	76
Figura 4.10: S_d para $M_W = 7,6$ e r variável entre 70 e 90 km (Chimoio; modelo de Ambraseys <i>et al.</i>)	76
Figura 4.11: S_d para $M_W = 7,8$ e r variável entre 70 e 90 km (Chimoio; modelo de Ambraseys <i>et al.</i>)	77
Figura 4.12: S_d para $r = 70$ km e M_W variável entre 7,4 e 7,8 (Chimoio; modelo de Ambraseys <i>et al.</i>)	78
Figura 4.13: S_d para $r = 80$ km e M_W variável entre 7,4 e 7,8 (Chimoio; modelo de Ambraseys <i>et al.</i>)	78
Figura 4.14: S_d para $r = 90$ km e M_W variável entre 7,4 e 7,8 (Chimoio; modelo de Ambraseys <i>et al.</i>)	79
Figura 4.15: S_d para $M_W = 7,1$ e r variável entre 15 e 35 km (Beira; modelo de Akkar e Bommer)	80
Figura 4.16: S_d para $M_W = 7,5$ e r variável entre 15 e 35 km (Beira; modelo de Akkar e Bommer)	81
Figura 4.17: S_d para $r = 15$ km e M_W variável entre 7,1 e 7,6 (Beira; modelo de Akkar e Bommer)	82
Figura 4.18: S_d para $r = 25$ km e M_W variável entre 7,1 e 7,6 (Beira; modelo de Akkar e Bommer)	82
Figura 4.19: S_d para $r = 35$ km e M_W variável entre 7,1 e 7,6 (Beira; modelo de Akkar e Bommer)	83
Figura 4.20: S_d para $M_W = 7,4$ e r variável entre 70 e 90 km (Chimoio; modelo de Akkar e Bommer)	84
Figura 4.21: S_d para $M_W = 7,6$ e r variável entre 70 e 90 km (Chimoio; modelo de Akkar e Bommer)	85
Figura 4.22: S_d para $r = 70$ km e M_W variável entre 7,4 e 7,6 (Chimoio; modelo de Akkar e Bommer)	86
Figura 4.23: S_d para $r = 25$ km e M_W variável entre 7,1 e 7,6 (Chimoio; modelo de Akkar e Bommer)	86
Figura 4.24: S_d para $r = 35$ km e M_W variável entre 7,1 e 7,6 (Chimoio; modelo de Akkar e Bommer)	87
Figura 4.25: S_d para $M_W = 7,1$; $V_{30}=150$ m/s e r variável entre 15 e 35 km (Beira; modelo de Boore e Atkinson)	88
Figura 4.26: S_d para $M_W = 7,1$; $V_{30}=200$ m/s e r variável entre 15 e 35 km (Beira; modelo de Boore e Atkinson)	89
Figura 4.27: S_d para $M_W = 7,5$; $V_{30}=150$ m/s e r variável entre 15 e 35 km (Beira; modelo de Boore e Atkinson)	89
Figura 4.28: S_d para $M_W = 7,5$; $V_{30}=200$ m/s e r variável entre 15 e 35 km (Beira; modelo de Boore e Atkinson)	90
Figura 4.29: S_d para $M_W = 7,7$; $V_{30}=150$ m/s e r variável entre 15 e 35 km (Beira; modelo de Boore e Atkinson)	90
Figura 4.30: S_d para $M_W = 7,7$; $V_{30}=200$ m/s e r variável entre 15 e 35 km (Beira; modelo de Boore e Atkinson)	91

Figura 4.31: S_d para $r=15$; $V_{30}=150$ m/s e M_W variável entre 7,1 e 7,7 km (Beira; modelo de Boore e Atkinson).....	92
Figura 4.32: S_d para $r=15$; $V_{30}=200$ m/s e M_W variável entre 7,1 e 7,7 km (Beira; modelo de Boore e Atkinson).....	92
Figura 4.33: S_d para $r=25$; $V_{30}=150$ m/s e M_W variável entre 7,1 e 7,7 km (Beira; modelo de Boore e Atkinson).....	93
Figura 4.34: S_d para $r=25$; $V_{30}=200$ m/s e M_W variável entre 7,1 e 7,7 km (Beira; modelo de Boore e Atkinson).....	93
Figura 4.35: S_d para $r=35$; $V_{30}=150$ m/s e M_W variável entre 7,1 e 7,7 km (Beira; modelo de Boore e Atkinson).....	94
Figura 4.36: S_d para $r=35$; $V_{30}=200$ m/s e M_W variável entre 7,1 e 7,7 km (Beira; modelo de Boore e Atkinson).....	94
Figura 4.37: S_d para $r=15$; $M_W=7,1$ e V_{30} variável entre 150 e 200 m/s (Beira; modelo de Boore e Atkinson).....	95
Figura 4.38: S_d para $r=15$; $M_W=7,7$ e V_{30} variável entre 150 e 200 m/s (Beira; modelo de Boore e Atkinson).....	96
Figura 4.39: S_d para $r=25$; $M_W=7,1$ e V_{30} variável entre 150 e 200 m/s (Beira; modelo de Boore e Atkinson).....	96
Figura 4.40: S_d para $r=25$; $M_W=7,7$ e V_{30} variável entre 150 e 200 m/s (Beira; modelo de Boore e Atkinson).....	97
Figura 4.41: S_d para $r=35$; $M_W=7,1$ e V_{30} variável entre 150 e 200 m/s (Beira; modelo de Boore e Atkinson).....	97
Figura 4.42: S_d para $r=35$; $M_W=7,7$ e V_{30} variável entre 150 e 200 m/s (Beira; modelo de Boore e Atkinson).....	98
Figura 4.43: S_d para $M_W=7,4$; $V_{30}=500$ m/s; r variável entre 70 e 90 km (Chimoio; modelo de Boore e Atkinson).....	99
Figura 4.44: S_d para $M_W=7,4$; $V_{30}=560$ m/s; r variável entre 70 e 90 km (Chimoio; modelo de Boore e Atkinson).....	100
Figura 4.45: S_d para $M_W=7,6$; $V_{30}=500$ m/s; r variável entre 70 e 90 km (Chimoio; modelo de Boore e Atkinson).....	100
Figura 4.46: S_d para $M_W=7,6$; $V_{30}=560$ m/s; r variável entre 70 e 90 km (Chimoio; modelo de Boore e Atkinson).....	101
Figura 4.47: S_d para $M_W=7,8$; $V_{30}=500$ m/s; r variável entre 70 e 90 km (Chimoio; modelo de Boore e Atkinson).....	101
Figura 4.48: S_d para $M_W=7,8$; $V_{30}=560$ m/s; r variável entre 70 e 90 km (Chimoio; modelo de Boore e Atkinson).....	102
Figura 4.49: S_d para $r=70$ km; $V_{30}=500$ m/s; M_W variável de 7,4 a 7,8 (Chimoio; modelo de Boore e Atkinson).....	103

Figura 4.50: S_d para $r=70$ km; $V_{30}=560$ m/s; M_W variável entre 7,4 e 7,8 (Chimoio; modelo de Boore e Atkinson).....	103
Figura 4.51: S_d para $r=80$ km; $V_{30}=500$ m/s; M_W variável entre 7,4 e 7,8 (Chimoio; modelo de Boore e Atkinson).....	104
Figura 4.52: S_d para $r=80$ km; $V_{30}=560$ m/s; M_W variável entre 7,4 e 7,8 (Chimoio; modelo de Boore e Atkinson).....	104
Figura 4.53: S_d para $r=90$ km; $V_{30}=500$ m/s; M_W variável entre 7,4 e 7,8 (Chimoio; modelo de Boore e Atkinson).....	105
Figura 4.54: S_d para $r=90$ km; $V_{30}=560$ m/s; M_W variável entre 7,4 e 7,8 (Chimoio; modelo de Boore e Atkinson).....	105
Figura 4.55: S_d para $r=70$ km; $M_W=7,4$; V_{30} variável entre 500 e 560 m/s (Chimoio; modelo de Boore e Atkinson).....	106
Figura 4.56: S_d para $r=70$ km; $M_W=7,8$; V_{30} variável entre 500 e 560 m/s (Chimoio; modelo de Boore e Atkinson).....	107
Figura 4.57: S_d para $r=80$ km; $M_W=7,4$; V_{30} variável entre 500 e 560 m/s (Chimoio; modelo de Boore e Atkinson).....	107
Figura 4.58: S_d para $r=80$ km; $M_W=7,8$; V_{30} variável entre 500 e 560 m/s (Chimoio; modelo de Boore e Atkinson).....	108
Figura 4.59: S_d para $r=90$ km; $M_W=7,4$; V_{30} variável entre 500 e 560 m/s (Chimoio; modelo de Boore e Atkinson).....	108
Figura 4.60: S_d para $r=90$ km; $M_W=7,8$; V_{30} variável entre 500 e 560 m/s (Chimoio; modelo de Boore e Atkinson).....	109
Figura 4.61: S_d para $M_W=7,1$; r variável entre 15 e 35 km (Beira; modelo de Campbell e Bozorgnia)	111
Figura 4.62: S_d para $M_W=7,5$; r variável entre 15 e 35 km (Beira; modelo de Campbell e Bozorgnia)	111
Figura 4.63: S_d para $r=15$ km; M_W variável entre 7,1 e 7,5 (Beira; modelo de Campbell e Bozorgnia)	112
Figura 4.64: S_d para $r=25$ km; M_W variável entre 7,1 e 7,5 (Beira; modelo de Campbell e Bozorgnia)	113
Figura 4.65: S_d para $r=35$ km; M_W variável entre 7,1 e 7,5 (Beira; modelo de Campbell e Bozorgnia)	113
Figura 4.66: S_d para $M_W=7,4$, $V_{30}=500$ m/s; r variável de 70 a 90 km (Chimoio; modelo de Campbell e Bozorgnia).....	115
Figura 4.67: S_d para $M_W=7,4$, $V_{30}=560$ m/s; r variável de 70 a 90 km (Chimoio; modelo de Campbell e Bozorgnia).....	115
Figura 4.68: S_d para $M_W=7,5$, $V_{30}=500$ m/s; r variável de 70 a 90 km (Chimoio; modelo de Campbell e Bozorgnia).....	116
Figura 4.69: S_d para $M_W=7,5$, $V_{30}=560$ m/s; r variável de 70 a 90 km (Chimoio; modelo de Campbell e Bozorgnia).....	116
Figura 4.70: S_d para $r=70$ km, $V_{30}=500$ m/s; M_W variável de 7,4 a 7,5 (Chimoio; modelo de Campbell e Bozorgnia).....	117

Figura 4.71: S_d para $r=70$ km, $V_{30}=560$ m/s; M_W variável de 7,4 a 7,5 (Chimoio; modelo de Campbell e Bozorgnia).....	118
Figura 4.72: S_d para $r=80$ km, $V_{30}=500$ m/s; M_W variável de 7,4 a 7,5 (Chimoio; modelo de Campbell e Bozorgnia).....	118
Figura 4.73: S_d para $r=80$ km, $V_{30}=560$ m/s; M_W variável de 7,4 a 7,5 (Chimoio; modelo de Campbell e Bozorgnia).....	119
Figura 4.74: S_d para $r=90$ km, $V_{30}=500$ m/s; M_W variável de 7,4 a 7,5 (Chimoio; modelo de Campbell e Bozorgnia).....	119
Figura 4.75: S_d para $r=90$ km, $V_{30}=560$ m/s; M_W variável de 7,4 a 7,5 (Chimoio; modelo de Campbell e Bozorgnia).....	120
Figura 4.76: S_d para $r=70$; $M_W=7,4$; V_{30} variável de 500 a 560 m/s (Chimoio; modelo de Campbell e Bozorgnia).....	121
Figura 4.77: S_d para $r=70$; $M_W=7,5$; V_{30} variável de 500 a 560 m/s (Chimoio; modelo de Campbell e Bozorgnia).....	121
Figura 4.78: S_d para $r=80$; $M_W=7,4$; V_{30} variável de 500 a 560 m/s (Chimoio; modelo de Campbell e Bozorgnia).....	122
Figura 4.79: S_d para $r=80$; $M_W=7,5$; V_{30} variável de 500 a 560 m/s (Chimoio; modelo de Campbell e Bozorgnia).....	122
Figura 4.80: S_d para $r=90$; $M_W=7,4$; V_{30} variável de 500 a 560 m/s (Chimoio; modelo de Campbell e Bozorgnia).....	123
Figura 4.81: S_d para $r=90$; $M_W=7,5$; V_{30} variável de 500 a 560 m/s (Chimoio; modelo de Campbell e Bozorgnia).....	123
Figura 4.82: Beira, S_d para $T=0,3$; 0,6 e 1,0 s para $r=15$ km e $M_W=7,1$	126
Figura 4.83: Beira, S_d para $T=0,3$; 0,6 e 1,0 s para $r=15$ km e $M_W=7,3$	127
Figura 4.84: Beira, S_d para $T=0,3$; 0,6 e 1,0 s para $r=15$ km e $M_W=7,5$	127
Figura 4.85: Beira, S_d para $T=0,3$; 0,6 e 1,0 s para $r=15$ km e $M_W=7,6$	128
Figura 4.86: Beira, S_d para $T=0,3$; 0,6 e 1,0 s para $r=15$ km e $M_W=7,7$	128
Figura 4.87: Beira, S_d para $T=0,3$; 0,6 e 1,0 s para $r=25$ km e $M_W=7,1$	129
Figura 4.88: Beira, S_d para $T=0,3$; 0,6 e 1,0 s para $r=25$ km e $M_W=7,3$	129
Figura 4.89: Beira, S_d para $T=0,3$; 0,6 e 1,0 s para $r=25$ km e $M_W=7,5$	130
Figura 4.90: Beira, S_d para $T=0,3$; 0,6 e 1,0 s para $r=25$ km e $M_W=7,6$	130
Figura 4.91: Beira, S_d para $T=0,3$; 0,6 e 1,0 s para $r=25$ km e $M_W=7,7$	131
Figura 4.92: Beira, S_d para $T=0,3$; 0,6 e 1,0 s para $r=35$ km e $M_W=7,1$	131
Figura 4.93: Beira, S_d para $T=0,3$; 0,6 e 1,0 s para $r=35$ km e $M_W=7,3$	132
Figura 4.94: Beira, S_d para $T=0,3$; 0,6 e 1,0 s para $r=35$ km e $M_W=7,5$	132
Figura 4.95: Beira, S_d para $T=0,3$; 0,6 e 1,0 s para $r=35$ km e $M_W=7,6$	133
Figura 4.96: Beira, S_d para $T=0,3$; 0,6 e 1,0 s para $r=35$ km e $M_W=7,6$	133
Figura 4.97: Chimoio, S_d para $T=0,3$; 0,6 e 1,0 s para $r=70$ km e $M_W=7,4$	136

Figura 4.98: Chimoio, S_d para $T= 0,3; 0,6$ e $1,0$ s para $r=70$ km e $M_W=7,5$	137
Figura 4.99: Chimoio, S_d para $T= 0,3; 0,6$ e $1,0$ s para $r=70$ km e $M_W=7,6$	137
Figura 4.100: Chimoio, S_d para $T= 0,3; 0,6$ e $1,0$ s para $r=70$ km e $M_W=7,7$	138
Figura 4.101: Chimoio, S_d para $T= 0,3; 0,6$ e $1,0$ s para $r=70$ km e $M_W=7,8$	138
Figura 4.102: Chimoio, S_d para $T= 0,3; 0,6$ e $1,0$ s para $r=80$ km e $M_W=7,4$	139
Figura 4.103: Chimoio, S_d para $T= 0,3; 0,6$ e $1,0$ s para $r=80$ km e $M_W=7,5$	139
Figura 4.104: Chimoio, S_d para $T= 0,3; 0,6$ e $1,0$ s para $r=80$ km e $M_W=7,6$	140
Figura 4.105: Chimoio, S_d para $T= 0,3; 0,6$ e $1,0$ s para $r=80$ km e $M_W=7,7$	140
Figura 4.106: Chimoio, S_d para $T= 0,3; 0,6$ e $1,0$ s para $r=80$ km e $M_W=7,8$	141
Figura 4.107: Chimoio, S_d para $T= 0,3; 0,6$ e $1,0$ s para $r=90$ km e $M_W=7,4$	141
Figura 4.108: Chimoio, S_d para $T= 0,3; 0,6$ e $1,0$ s para $r=90$ km e $M_W=7,5$	142
Figura 4.109: Chimoio, S_d para $T= 0,3; 0,6$ e $1,0$ s para $r=90$ km e $M_W=7,6$	142
Figura 4.110: Chimoio, S_d para $T= 0,3; 0,6$ e $1,0$ s para $r=90$ km e $M_W=7,7$	143
Figura 4.111: Chimoio, S_d para $T= 0,3; 0,6$ e $1,0$ s para $r=90$ km e $M_W=7,8$	143

Capítulo 5

Figura 5.1: Tipos de colapso considerados pela metodologia <i>DBELA</i> para pórticos de betão armado (<i>adaptado de Bommer et al., 2005</i>)	153
Figura 5.2: Factor de forma (S), pórticos do tipo <i>a</i>) e pisos variáveis (<i>adaptado de Crowley et al., 2004</i>) .	155

ÍNDICE DE TABELAS

Capítulo 2

Tabela 2.1: Classificação de solos e correspondentes valores de V_{30} de acordo com o NEHRP (<i>adaptado de Bozorgnia e Campbell, 2004</i>).....	34
--	----

Capítulo 3

Tabela 3.1: Sismos de magnitude igual ou superior a 5,0 em Moçambique, entre 1973 e Dezembro de 2006, <i>Fonte: USGS</i>	46
---	----

Capítulo 4

Tabela 4.1: Variação de M_W com o comprimento de rotura da falha, relações de <i>Wells e Coppersmith (1994)</i> – Beira	58
Tabela 4.2: Variação de M_W com o comprimento de rotura da falha, relações de <i>Wells e Coppersmith (1994)</i> – Chimoio	59
Tabela 4.3: Valores a atribuir a U , S , N e R para definir o Tipo de Falha, <i>Boore e Atkinson (2006)</i>	65
Tabela 4.4: Limites de aplicação da equação de <i>Campbell e Bozorgnia (2006)</i>	68
Tabela 4.5: Valores de S_d [cm] para $T = 0,3; 0,6$ e $1,0$ s (Beira; modelo de <i>Ambraseys et al.</i>)	75
Tabela 4.6: Valores de S_d [cm] para $T = 0,3; 0,6$ e $1,0$ s (Chimoio; modelo de <i>Ambraseys et al.</i>)	79
Tabela 4.7: Valores de S_d [cm] para $T = 0,3; 0,6$ e $1,0$ s (Beira; modelo de <i>Akkar e Bommer</i>)	83
Tabela 4.8: Valores de S_d [cm] para $T = 0,3; 0,6$ e $1,0$ s (Chimoio; modelo de <i>Akkar e Bommer</i>)	87
Tabela 4.9: Valores de S_d [cm] para $T = 0,3; 0,6$ e $1,0$ s (Beira; modelo de <i>Boore e Atkinson</i>)	98
Tabela 4.10: Valores de S_d [cm] para $T = 0,3; 0,6$ e $1,0$ s (Chimoio; modelo de <i>Boore e Atkinson</i>).....	109
Tabela 4.11: Valores de S_d [cm] para $T = 0,3; 0,6$ e $1,0$ s (Beira; modelo de <i>Campbell e Bozorgnia</i>)	114
Tabela 4.12: Valores de S_d [cm] para $T = 0,3; 0,6$ e $1,0$ s (Chimoio; modelo de <i>Campbell e Bozorgnia</i>)	124
Tabela 4.13: Resumo dos resultados obtidos a partir da aplicação das diferentes equações de atenuação; $T = 0,3; 0,6$ e $1,0$ s	125
Tabela 4.14: Resumo dos resultados obtidos a partir da aplicação das diferentes equações de atenuação; $T = 0,3; 0,6$ e $1,0$ s	135

Capítulo 5

Tabela 5.1: Descrição das faixas de dano estrutural consideradas na metodologia <i>DBELA (adaptado de Crowley et al., 2004)</i>	152
Tabela 5.2: Descrição das faixas de dano não-estrutural consideradas na metodologia <i>DBELA (adaptado de Crowley et al., 2004)</i>	152
Tabela 5.3: Valores de ε_c , ε_s e ν usados para a definição dos estados limites na análise do <i>Edifício A</i> (EL – Estado Limite)	166
Tabela 5.4: Valores de ε_c , ε_s e ν usados para a definição dos estados limites na análise do <i>Edifício B</i> (EL – Estado Limite)	167
Tabela 5.5: Valores de h_s , h_c e H_T correspondentes aos blocos do <i>Edifício C</i>	168

Tabela 5.6: Valores de ε_c , ε_s e ν usados para a definição dos estados limites na análise do <i>Edifício C</i> (EL – Estado Limite).....	168
Tabela 5.7: Capacidades de deslocamento e períodos fundamentais do <i>Edifício A</i>	169
Tabela 5.8: Resultados da análise ao <i>Edifício A</i> ; Localização: <i>Beira</i> ; Equação de Atenuação: <i>Campbell e Bozorgnia</i>	170
Tabela 5.9: Resultados da análise ao <i>Edifício A</i> ; Localização: <i>Chimoio</i> ; Equação de Atenuação: <i>Campbell e Bozorgnia</i> ; $V_{30} = 500$ m/s.....	171
Tabela 5.10: Resultados da análise ao <i>Edifício A</i> ; Localização: <i>Chimoio</i> ; Equação de Atenuação: <i>Campbell e Bozorgnia</i> ; $V_{30} = 560$ m/s.....	171
Tabela 5.11: Capacidades de deslocamento e períodos fundamentais do <i>Edifício B</i>	172
Tabela 5.12: Resultados da análise ao <i>Edifício B</i> ; Localização: <i>Beira</i> ; Equação de Atenuação: <i>Ambraseys et al.</i>	172
Tabela 5.13: Resultados da análise ao <i>Edifício B</i> ; Localização: <i>Beira</i> ; Equação de Atenuação: <i>Akkar e Bommer</i>	173
Tabela 5.14: Resultados da análise ao <i>Edifício B</i> ; Localização: <i>Beira</i> ; Equação de Atenuação: <i>Boore e Atkinson</i> ; $V_{30} = 150$ m/s.....	173
Tabela 5.15: Resultados da análise ao <i>Edifício B</i> ; Localização: <i>Beira</i> ; Equação de Atenuação: <i>Boore e Atkinson</i> ; $V_{30} = 200$ m/s.....	174
Tabela 5.16: Resultados da análise ao <i>Edifício B</i> ; Localização: <i>Beira</i> ; Equação de Atenuação: <i>Boore e Atkinson</i> ; $V_{30} = 200$ m/s.....	174
Tabela 5.17: Resultados da análise ao <i>Edifício B</i> ; Localização: <i>Chimoio</i> ; Equação de Atenuação: <i>Ambraseys et al.</i>	175
Tabela 5.18: Resultados da análise ao <i>Edifício B</i> ; Localização: <i>Chimoio</i> ; Equação de Atenuação: <i>Akkar e Bommer</i>	175
Tabela 5.19: Resultados da análise ao <i>Edifício B</i> ; Localização: <i>Chimoio</i> ; Equação de Atenuação: <i>Boore e Atkinson</i> ; $V_{30} = 500$ m/s.....	176
Tabela 5.20: Resultados da análise ao <i>Edifício B</i> ; Localização: <i>Chimoio</i> ; Equação de Atenuação: <i>Boore e Atkinson</i> ; $V_{30} = 560$ m/s.....	176
Tabela 5.21: Resultados da análise ao <i>Edifício B</i> ; Localização: <i>Chimoio</i> ; Equação de Atenuação: <i>Campbell e Bozorgnia</i> ; $V_{30} = 500$ m/s.....	177
Tabela 5.22: Resultados da análise ao <i>Edifício B</i> ; Localização: <i>Chimoio</i> ; Equação de Atenuação: <i>Campbell e Bozorgnia</i> ; $V_{30} = 560$ m/s.....	177
Tabela 5.23: Capacidades de deslocamento e períodos fundamentais do <i>Edifício C_I</i>	178
Tabela 5.24: Resultados da análise ao <i>Edifício C_I</i> ; Localização: <i>Beira</i> ; Equação de Atenuação: <i>Ambraseys et al.</i>	178
Tabela 5.25: Resultados da análise ao <i>Edifício C_I</i> ; Localização: <i>Beira</i> ; Equação de Atenuação: <i>Akkar e Bommer</i>	179
Tabela 5.26: Resultados da análise ao <i>Edifício C_I</i> ; Localização: <i>Beira</i> ; Equação de Atenuação: <i>Boore e Atkinson</i> ; $V_{30} = 150$ m/s.....	179
Tabela 5.27: Resultados da análise ao <i>Edifício C_I</i> ; Localização: <i>Beira</i> ; Equação de Atenuação: <i>Boore e Atkinson</i> ; $V_{30} = 200$ m/s.....	180
Tabela 5.28: Resultados da análise ao <i>Edifício C_I</i> ; Localização: <i>Beira</i> ; Equação de Atenuação: <i>Boore e Atkinson</i> ; $V_{30} = 200$ m/s.....	180

Tabela 5.29: Resultados da análise ao <i>Edifício C₁</i> ; Localização: <i>Chimoio</i> ; Equação de Atenuação: <i>Ambraseys et al.</i>	181
Tabela 5.30: Resultados da análise ao <i>Edifício C₁</i> ; Localização: <i>Chimoio</i> ; Equação de Atenuação: <i>Akkar e Bommer</i>	181
Tabela 5.31: Resultados da análise ao <i>Edifício C₁</i> ; Localização: <i>Chimoio</i> ; Equação de Atenuação: <i>Boore e Atkinson</i> ; $V_{30} = 500$ m/s	182
Tabela 5.32: Resultados da análise ao <i>Edifício C₁</i> ; Localização: <i>Chimoio</i> ; Equação de Atenuação: <i>Boore e Atkinson</i> ; $V_{30} = 560$ m/s	182
Tabela 5.33: Resultados da análise ao <i>Edifício C₁</i> ; Localização: <i>Chimoio</i> ; Equação de Atenuação: <i>Campbell e Bozorgnia</i> ; $V_{30} = 500$ m/s.....	183
Tabela 5.34: Resultados da análise ao <i>Edifício C₁</i> ; Localização: <i>Chimoio</i> ; Equação de Atenuação: <i>Campbell e Bozorgnia</i> ; $V_{30} = 560$ m/s.....	183
Tabela 5.35: Capacidades de deslocamento e períodos fundamentais do <i>Edifício C₂</i>	184
Tabela 5.36: Resultados da análise ao <i>Edifício C₂</i> ; Localização: <i>Beira</i> ; Equação de Atenuação: <i>Ambraseys et al.</i>	184
Tabela 5.37: Resultados da análise ao <i>Edifício C₂</i> ; Localização: <i>Beira</i> ; Equação de Atenuação: <i>Akkar e Bommer</i>	185
Tabela 5.38: Resultados da análise ao <i>Edifício C₂</i> ; Localização: <i>Beira</i> ; Equação de Atenuação: <i>Boore e Atkinson</i> ; $V_{30} = 150$ m/s	185
Tabela 5.39: Resultados da análise ao <i>Edifício C₂</i> ; Localização: <i>Beira</i> ; Equação de Atenuação: <i>Boore e Atkinson</i> ; $V_{30} = 200$ m/s	186
Tabela 5.40: Resultados da análise ao <i>Edifício C₂</i> ; Localização: <i>Beira</i> ; Equação de Atenuação: <i>Boore e Atkinson</i> ; $V_{30} = 200$ m/s	186
Tabela 5.41: Resultados da análise ao <i>Edifício C₂</i> ; Localização: <i>Chimoio</i> ; Equação de Atenuação: <i>Ambraseys et al.</i>	187
Tabela 5.42: Resultados da análise ao <i>Edifício C₂</i> ; Localização: <i>Chimoio</i> ; Equação de Atenuação: <i>Akkar e Bommer</i>	187
Tabela 5.43: Resultados da análise ao <i>Edifício C₂</i> ; Localização: <i>Chimoio</i> ; Equação de Atenuação: <i>Boore e Atkinson</i> ; $V_{30} = 500$ m/s	188
Tabela 5.44: Resultados da análise ao <i>Edifício C₂</i> ; Localização: <i>Chimoio</i> ; Equação de Atenuação: <i>Boore e Atkinson</i> ; $V_{30} = 560$ m/s	188
Tabela 5.45: Resultados da análise ao <i>Edifício C₂</i> ; Localização: <i>Chimoio</i> ; Equação de Atenuação: <i>Campbell e Bozorgnia</i> ; $V_{30} = 500$ m/s.....	189
Tabela 5.46: Resultados da análise ao <i>Edifício C₂</i> ; Localização: <i>Chimoio</i> ; Equação de Atenuação: <i>Campbell e Bozorgnia</i> ; $V_{30} = 560$ m/s.....	189

ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

Abreviaturas

ATC - Applied Technology Council

CGS - California Geological Survey

COSMOS - Consortium of Organizations for Strong-Motion Observations Systems

DBELA - Displacement-Based Earthquake Loss Assessment

EC8 - Eurocódigo 8

ELE - Estado Limite Estrutural

ELNE - Estado Limite Não-Estrutural

EUA - Estados Unidos da América

GSHAP - Global Seismic Hazard Assessment Programme

ISESD - Internet Site for European Strong-Motion Data

MOPH - Ministério das Obras Públicas e Habitação

NEHRP - National Earthquake Hazard Reduction Program

NGA - Next Generation Attenuation

REBA - Regulamento de Estruturas de Betão Armado

REBAP - Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado

RSA - Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes

RSEP - Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes

SWIR - Southwestern Indian Ridge

UNESCO - United Nations Educational Scientific and Cultural Organization

USGS - United States Geological Survey

Símbolos latinos

A , V e D - factores de amplificação dinâmica para a aceleração, velocidade e

deslocamento de pico do terreno (Newmark e Hall, 1982)

$a_g(t)$ - aceleração (série temporal de aceleração)

a_i - coeficientes tabelados

b_i - coeficientes tabelados

c_i - coeficientes tabelados

d ou R - distância à fonte sísmica

E_A - energia absorvida

ef_h - coeficiente de altura efectiva

E_H - energia histerética

E_I - energia imposta numa estrutura pelo movimento sísmico

e_i - coeficientes tabelados

E_K - energia cinética

E_S - energia de deformação elástica

E_ξ - energia de amortecimento viscoso

F - tipo de mecanismo da falha

$F(\omega)$ - transformada de Fourier da aceleração

$FAS(\omega)$ - espectro de amplitude de Fourier

F_r - força de restituição

g - aceleração gravitacional

$habs/km^2$ - habitantes por quilómetro quadrado

h_b - altura da secção da viga

h_c - altura da secção do pilar

H_{CSF} - altura do centro de força sísmica da estrutura original

h_s - altura do piso térreo

H_{SDOF} - altura do centro de massa da estrutura equivalente

H_T - altura total

I_A - intensidade de Arias

k_i - coeficientes tabelados

L ou RDL - comprimento da ruptura sub-superficial da falha (Wells e Coppersmith, 1994)

l_b - comprimento da viga

M - magnitude

Ma - milhões de anos

m_b - magnitude de ondas de volume

M_L - magnitude local ou magnitude de Richter

M_O - momento sísmico

M_S - magnitude de ondas de superfície

M_W - magnitude de momento

n - número de pisos

$N(M)$ - número médio anual de sismos com magnitude maior ou igual a M

PGA - Peak Ground Acceleration (aceleração máxima do solo)

PGD - Peak Ground Displacement (deslocamento máximo do solo)

PGV - Peak Ground Velocity (velocidade máxima do solo)

R ou r - distância à fonte sísmica

r_{epi} - distância ao epicentro

r_{hipo} - distância ao hipocentro

r_{jb} - menor distância horizontal à projecção vertical do plano de ruptura da falha

RLD ou L - comprimento da ruptura sub-superficial da falha (Wells e Coppersmith, 1994)

r_{rup} - menor distância ao plano de ruptura da falha

r_{seis} - menor distância à parte sismogénica do plano de ruptura da falha

S - factor de forma

S_a - pseudo-aceleração / aceleração espectral

S_d - deslocamento máximo relativo

$SD(5\%)$ - deslocamento espectral correspondente a um factor de amortecimento 5%

$SD(\xi)$ - deslocamento espectral correspondente a um factor de amortecimento ξ

S_V - pseudo-velocidade

t - tempo

T - período

T_0 - duração do registo sísmico

T_{Lsi} - período na fase pós-cedência correspondente ao estado limite I

T_y - período correspondente à cedência

V_{30} - valor médio das ondas de corte nos 30 m superficiais do depósito

v_i - drift inter-piso correspondente ao estado limite I

V_S - velocidade das ondas de corte

Y - parametro do movimento sísmico a estimar

$Z_{2,5}$ - profundidade a que se encontra o horizonte correspondente a uma velocidade de ondas de corte de 2,5 km/s

Z_{TOR} - profundidade a que se encontra a parte superior da ruptura da falha

Simbologia grega

δ - inclinação da falha

Δ_{NS} - capacidade de deslocamento não-estrutural

Δ_{NSi1st} - deslocamento do piso térreo correspondente ao estado limite i

Δ_{NSLsi} - capacidade de deslocamento não-estrutural correspondente ao estado limite i

Δ_p - componente plástica da capacidade de deslocamento não-estrutural

Δ_S - capacidade de deslocamento estrutural

Δ_{SLsi} - capacidade de deslocamento estrutural correspondente ao estado limite i

Δ_{Sy} - capacidade de deslocamento estrutural na cedência

Δ_{Sy1st} - deslocamento do piso térreo correspondente à cedência

ε - variabilidade aleatória do parâmetro do movimento sísmico

ε_c - extensão do betão

$\varepsilon_{c(Lsi)}$ - extensão do betão correspondente ao estado limite i

ε_s - extensão da armadura longitudinal

$\varepsilon_{s(Lsi)}$ - extensão da armadura longitudinal correspondente ao estado limite i

ε_y - extensão da armadura longitudinal na cedência

λ - direcção do vector de deslizamento da falha

μ_i - ductilidade correspondente ao estado limite i (estrutural ou não-estrutural)

μ_{Lsi} - ductilidade correspondente ao estado limite estrutural i

μ_{NSLsi} - ductilidade correspondente ao estado limite não-estrutural i

ξ - factor de amortecimento

ξ_E - factor de amortecimento da estrutura em regime elástico (assumido como 5%)

φ - direcção da falha

$\Phi(\omega)$ - ângulo de fase

ω - frequência circular

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 Motivação e Objectivos

É assumido que em Moçambique a actividade sísmica é extremamente reduzida, tanto que por norma se considera inexistente. Como tal, no dimensionamento de estruturas, não se entra em consideração com acções sísmicas. Não existe regulamentação para prever tal dimensionamento, ou a quantificação deste tipo de acções. E, a nível das instituições de ensino superior em Engenharia Civil, o assunto é abordado marginalmente, quando não é ignorado de todo.

Porém, como foi demonstrado ao longo do ano passado, a possibilidade de ocorrência de sismos em Moçambique é real. Desde Fevereiro de 2006 verificaram-se cerca de 80 abalos sísmicos concentrados todos na província de Manica numa zona a, sensivelmente, 200 *km* do Chimoio e da Beira, e a 500 *km* de Maputo. O pico desta actividade sísmica deu-se com o sismo de magnitude 7,0 a 23 de Fevereiro de 2006.

A ocorrência destes sismos teve consequências humanas e materiais, com a perda de vidas humanas e destruição de um considerável número de edifícios, e serviu também como uma chamada de atenção para os responsáveis do sector da construção em Moçambique. A gravidade da situação pode ser entendida tendo em conta que muitas estruturas projectadas antes, e durante, a década de 1970 (período colonial) foram construídas sem as actuais disposições regulamentares (em vigor por exemplo em Portugal) no que refere aos requisitos para o bom desempenho sísmico. E que, ainda hoje, o dimensionamento estrutural em Moçambique é feito sem a consideração da acção sísmica.

No presente trabalho, pretende-se fazer uma avaliação parcial da perigosidade (casualidade) sísmica no país e das perdas que possam resultar caso ocorra algum sismo próximo de centros habitacionais. Com base em dados geológicos (localização e dimensão de falhas geológicas) e em equações de atenuação, foram estimados possíveis cenários sísmicos próximos das cidades da Beira e do Chimoio. De seguida, recorrendo-se a uma metodologia de desenvolvimento recente para a avaliação de perdas resultantes de ocorrências sísmicas (DBELA – Displacement Based Earthquake Loss Assessment), foi avaliado o desempenho esperado de edifícios de diferentes classes, localizados nas cidades em estudo.

O trabalho teve como principais objectivos:

- A identificação e avaliação das falhas geológicas próximas das cidades da Beira e do Chimoio;
- A identificação e levantamento de um conjunto de edifícios significativo nas duas cidades referidas;
- A avaliação do *potencial* sísmico destas falhas, recorrendo a equações empíricas, determinando a magnitude de sismos que nelas podem ter origem;
- A obtenção de um conjunto de cenários possíveis fazendo variar os parâmetros respeitantes às falhas (localização e dimensão) e as características do solo local nas cidades em estudo.
- A aplicação de equações de atenuação para a determinação dos parâmetros característicos do movimento sísmico para cada cenário;
- A aplicação da metodologia DBELA, tendo como dados da acção sísmica os espectros de deslocamento gerados com base nos resultados obtidos pela aplicação das equações de atenuação aos cenários estabelecidos, e como objecto de estudo os edifícios identificados nas duas cidades.

1.2 Organização da tese

O trabalho apresenta-se dividido em seis capítulos. No *Capítulo 2* são apresentados aspectos relacionados com os fundamentos teóricos da engenharia sísmica. São abordados diversos termos e noções básicas essenciais para a compreensão da engenharia sísmica moderna e para que se possa ter uma melhor compreensão dos restantes capítulos da tese.

No *Capítulo 3* é feita uma descrição da sismicidade regional do *rift da África Oriental* e, mais especificamente, da sismicidade conhecida de Moçambique. São apresentados dados de sismos históricos e de sismos recentes (pós 1973), procurando fazer um resumo da actividade sísmica em Moçambique em tempos modernos. É ainda feita uma abordagem ao sismo de 23 de Fevereiro e uma abordagem resumida da regulamentação para o dimensionamento estrutural em Moçambique.

No *Capítulo 4* são apresentadas as hipóteses de estudo referentes à consideração da acção sísmica. Neste capítulo são identificadas as falhas que serão consideradas como *fontes sísmicas*. São de seguida aplicadas as equações de atenuação, consideradas para o estudo, aos parâmetros obtidos pela consideração das falhas. São efectuadas diversas variações de parâmetros de forma a cobrir uma vasta gama de cenários possíveis – dadas as incertezas relacionadas com a localização e dimensão das falhas, e características dos solos locais. São ainda apresentados e analisados os resultados da aplicação das referidas equações de atenuação.

No *Capítulo 5* é apresentada a teoria base da metodologia DBELA e o modo de aplicação da mesma. São descritos os edifícios identificados para análise nas cidades da Beira e do Chimoio. E é ainda avaliado o desempenho esperado deste edifícios quando submetidos aos cenários sísmicos considerados no Capítulo 4.

O *Capítulo 6* apresenta as principais conclusões e sugestões decorrentes do trabalho, assim como eventuais desenvolvimentos futuros relacionados com o estudo efectuado.

CAPÍTULO 2

INTRODUÇÃO À ENGENHARIA SÍSMICA

2.1 Sismos

Os sismos são, sem dúvida, o tipo de desastre natural mais mortífero e que mais danos causa, tanto a nível social e humano, como a nível material e económico (Barros *et al.*, 2002).

Um sismo é uma vibração da superfície da Terra em consequência da libertação de energia na crosta terrestre (Vasconcelos, 2006). Ou, de acordo com Cabral (2003), um sismo consiste na ocorrência de ondas elásticas que se geram numa dada fonte sismogénica e que se propagam do seu local de origem através dos materiais que constituem a Terra. Esta energia pode ser gerada por um deslocamento súbito de segmentos da crosta (rotura de uma falha), por uma erupção vulcânica ou por acções humanas (explosões nucleares, desabamentos de minas, enchimento de reservatórios de grandes dimensões – *e.g.* albufeiras de barragens, etc.) (Bolt, 2001; Vasconcelos, 2006). O deslizamento que ocorre ao dar-se a rotura de uma falha activa é, geralmente, do tipo elasto-friccional – segundo o Modelo do Ressalto Elástico proposto por Reid (Cabral, 2003; Scawthorn, 2003b).

O modelo geológico das placas tectónicas, exposto a seguir, fornece a explicação mais coerente para a ocorrência da maior parte dos abalos sísmicos.

A Terra é formada pelas seguintes camadas (de dentro para fora): Núcleo (interior - sólido e exterior - líquido); Manto (no estado sólido e plástico) e Crosta. A crosta é constituída por uma série de placas que flutuam sobre a parte plástica do manto, que está por sua vez sujeita a

movimentos de convexão (os níveis inferiores estão mais quentes que os superiores e por isso têm tendência a subir) parte dos trajectos causados por estes movimentos são paralelos à crusta (correntes horizontais). Estas correntes horizontais arrastam os segmentos da crusta, afastando-os ou aproximando-os uns dos outros. Quando as placas são afastadas estas tendem a “partir-se” em duas partes, e quando são aproximadas uma delas é “sugada” para o interior do manto. Pode ainda ocorrer um movimento de deslizamento paralelo à fronteira entre as placas (Scawthorn, 2003b; Vasconcelos, 2006).

Analisando por tipo de movimento, quando a crusta é submetida a correntes de convexão divergentes, vai adelgaçando e eventualmente quebra. Esta quebra liberta energia originando potencialmente um sismo. Por outro lado, nas zonas em que a crusta é submetida a correntes de convexão convergentes, a placa mais densa (por regra a crusta oceânica) desliza para baixo da placa menos densa (normalmente a crusta continental) dando-se um choque e uma sobreposição de placas com libertação de energia que origina um sismo. Os sismos com origem nestas causas são denominados *sismos interplacas* (Bolt, 2004; Costa, 1993; Scawthorn, 2003b).

Bolt (2001; 2004) afirma que apesar da teoria das placas tectónicas explicar as causas que levam à ocorrência da maior parte dos sismos, não explica a origem de toda a actividade sísmica que se verifica na Terra. Em zonas situadas no interior de continentes, longe das bordas das placas tectónicas ocorrem por vezes sismos devastadores, estes sismos são chamados *sismos intraplacas* e ocorrem em praticamente todos os continentes (Bolt, 2001; 2004; Costa, 1993).

Os sismos provocam danos e perdas através de diversos mecanismos, tais como (Bolt, 2001): forças de inércia geradas por fortes abalos do solo; incêndios originados durante ou após a ocorrência do sismo; alterações nos solos de fundação (consolidação, liquefacção, etc.); efeitos directos do deslocamento da falha (quando esta se situa muito próxima de alguma estrutura); deslizamentos de terra; *tsunamis*; etc.

2.2 Risco Sísmico

Risco sísmico é definido como “a probabilidade de que as consequências sociais e económicas dos sismos igualem ou excedam valores especificados para um determinado local, para vários locais ou para uma determinada área durante um período de exposição específico” (EERI, 1984).

Barros *et al.* (2004) define risco sísmico, do ponto de vista da engenharia, como a probabilidade de perda física (principalmente em termos de vida humana, mas também de infra-estruturas), económica ou a nível da qualidade de vida da sociedade, associada à actividade sísmica. Cabral (2003) afirma que o risco sísmico corresponde a uma avaliação integrada da severidade das vibrações sísmicas expectáveis e das suas consequências – o risco sísmico refere-se, portanto, aos danos ou perdas que se espera que ocorram num determinado elemento exposto ao perigo durante um dado período de tempo. Este elemento em risco pode ser um edifício, um conjunto de edifícios, uma povoação, a população, ou determinadas actividades económicas.

Segundo Scawthorn (2003a) a avaliação e gestão do risco sísmico começa pela identificação dos elementos que se encontram expostos ao risco. De acordo com Mohraz e Sadek (2001) a avaliação do risco sísmico deve ser baseada em informação recolhida a partir de três fontes: registos de movimentos sísmicos; sismicidade histórica da região em análise; informação geológica incluindo a existência de falhas activas na região. Bertero (1992, 1997, 2002) afirma que a avaliação e controle do risco sísmico num determinado local implica (no mínimo) o seguinte:

- Estimar a actividade sísmica no local, o que implica identificar todas as fontes de sismicidade;
- Estimar os valores previstos dos movimentos sísmicos que possam contribuir significativamente para o risco sísmico;
- Avaliar se os movimentos sísmicos podem resultar em (para além de vibrações em edifícios) rotura superficial de falhas, *tsunamis*, desmoronamentos de terra ou cheias;

- Avaliar se os movimentos sísmicos esperados podem causar problemas a nível do solo de fundações (por exemplo: liquefacção, assentamentos, compactações diferenciais, perda de capacidade de carga, etc.);
- Avaliar o desempenho dos edifícios em estudo, quando sujeitos aos efeitos directos e indirectos dos movimentos sísmicos, e estimar o nível de danos e perdas;
- Avaliar a possibilidade de ocorrência de incêndios, cheias, impactos ambientais e outras consequências que possam afectar o património edificado;
- Efectuar uma análise de custo-benefício em relação à realização de reforços ou eventual substituição de instalações em risco.

Embora a rotura superficial das falhas e os movimentos nestas durante um sismo possam causar danos locais severos, estes danos são bastante raros quando comparados com os que advêm dos movimentos sísmicos (Bird e Bommer, 2004; Bolt, 2004).

Os avanços na área da Engenharia Sísmica têm contribuído para o melhoramento dos regulamentos de construção existentes, com o desenvolvimento de novas regras que garantam maior confiança. Tais regras devem ser adaptadas e aplicadas efectivamente não só em zonas de elevada sismicidade, mas também em regiões de sismicidade baixa ou moderada, assim como em países em desenvolvimento. (Bozorgnia e Bertero, 2004a)

De acordo com Bolt (2001; 2004) a actividade sísmica é responsável por danos materiais avultados e perdas de vidas humanas consideráveis, em média 10 000 pessoas morrem por ano em consequência de sismos e um estudo da UNESCO (United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization – Organização das Nações Unidas para a Educação, Ciência e Cultura) estimou em cerca de 10 biliões de dólares americanos as perdas causadas por sismos entre 1926 e 1950. Segundo Barros *et al.* (2004) a actividade sísmica tem clamado em média 20 000 vítimas mortais anualmente ao longo do século XX. Só nos últimos 20 anos a actividade sísmica causou mais de 5 000 vítimas mortais apenas na Europa do Sul. Os sismos de Agosto a Dezembro de 1999 na Turquia causaram a morte de pelo menos 18 000 pessoas. Estes, e muitos outros dados, reafirmam a “posição” da

actividade sísmica como sendo, de longe o desastre natural mais catastrófico para a humanidade.

2.3 Recorrência de Sismos

Bolt (2004) identifica duas características notáveis quando se fala da ocorrência de sismos: a primeira é que estes tendem a ocorrer em grupos (tanto espaciais como temporais) e a segunda é que as roturas que originam os sismos reduzem as extensões ao longo da falha em que se verificou a rotura. Esta extensão tectónica volta a aumentar com o tempo, atingindo eventualmente um nível crítico que conduz a nova ocorrência de um ou vários sismos.

O modelo de recorrência sísmica mais usado (Mohraz e Sadek, 2001; Scawthorn, 2003b) é o modelo de Gutenberg-Richter, que defende a existência de uma relação quase linear entre o logaritmo do número médio anual de sismos e a magnitude destes:

$$\log N(M) = A - B \times M \quad (2.1)$$

em que M é a magnitude, $N(M)$ é o número médio anual de sismos com magnitude maior ou igual a M , e A e B são coeficientes determinados a partir de regressões com base nos dados de estudos sismológicos e geológicos da região ao longo de um período de tempo (10^4 corresponde ao número total de sismos com magnitude maior que 0, e B tem um valor típico de $1 \pm 0,3$).

Quando se usam catálogos de sismos para estimar mapas de perigosidade sísmica a hipótese mais comum, embora não completamente correcta, é que os sismos obedecem a um processo de Poisson (Bolt, 2004). Ou seja, a actividade sísmica em qualquer período é independente da actividade sísmica anterior.

Existem duas correntes para caracterizar (e modelar) o comportamento dos sismos em termos de ocorrência (Bolt, 2004):

- *Auto-excitáveis* – assume-se que a ocorrência de um sismo em $(x; t_1)$ (espaço; tempo) aumenta a probabilidade de ocorrência de um sismo em $(y; t_2)$ em que t_1 é menor que t_2 , e y é próximo de x .
- *Auto-corrigidos* – este comportamento assume que a ocorrência de um sismo em $(y; t_2)$ é condicionada pela tensão existente em y na altura t_2 . Como a ocorrência de um sismo num ponto próximo (x) numa altura anterior (t_1) reduz a tensão no ponto y a probabilidade de ocorrência de um sismo em $(y; t_2)$ é reduzida pela ocorrência do sismo em $(x; t_1)$.

Segundo Bolt (2004) exemplos publicados demonstram que o primeiro tipo de modelo proporciona uma aproximação muito boa aos catálogos de sismos existentes (principalmente quando comparado com catálogos que contenham elevado número de ocorrências), enquanto os resultados do segundo modelo por norma não se encaixam muito bem, a não ser que as réplicas sejam eliminadas dos catálogos. Apesar da não conformidade do segundo modelo com os catálogos existentes, ele é abundantemente utilizado dada a sua concordância com a teoria sísmica da redução de tensões.

2.4 Propriedades Básicas dos Sismos

2.4.1 Ondas Sísmicas

Os movimentos sísmicos são constituídos por três tipos básicos de ondas (Bolt 2001; 2004; Scawthorn, 2003b):

- As mais rápidas, chamadas *ondas primárias* ou *ondas P* que, alternadamente, comprimem e traccionam o solo, e que se propagam em material sólido e líquido.
- Mais lentas, as *ondas secundárias* ou *ondas S* deslocam o solo ortogonalmente à sua direcção de propagação podendo, portanto, gerar movimentos verticais e

horizontais à superfície. Estas ondas não se propagam em líquidos e consequentemente têm a sua amplitude reduzida em solos parcialmente liquefeitos.

- Por fim, as *ondas superficiais*, mais lentas que as ondas já referidas, movimentam-se em zonas próximas da superfície terrestre (semelhantes a ondas marítimas que não perturbem águas profundas). Estas ondas superficiais podem ser de dois tipos:
 - *Ondas de Love*: não causam deslocamentos verticais, movem o solo lateralmente a ângulos de 90° , em relação à direcção de propagação, num plano horizontal paralelo à superfície da Terra.
 - *Ondas de Rayleigh*: mais lentas que as ondas de *Love*, provocam deslocamentos verticais e horizontais num plano vertical com a orientação da direcção de propagação.

A velocidade das ondas depende da densidade e das propriedades elásticas dos solos que atravessam. As ondas *P* são as que primeiro se fazem sentir e o seu efeito é semelhante a uma explosão sonora que faz vibrar janelas. Segundos depois fazem-se sentir as ondas *S* com uma significativa componente de movimento lateral o que, para ondas que se propaguem de baixo para cima, resulta em abalos verticais e horizontais à superfície – este tipo de movimento, segundo Bolt (2001; 2004), é o que mais “eficazmente” danifica estruturas.

Ao atravessarem diferentes camadas da crosta as ondas sísmicas de volume (ondas *P* e *S*) são reflectidas e refractadas nos limites de cada camada, podendo parte da energia de um tipo de onda ser transformada no outro tipo. Quando as ondas primárias e secundárias alcançam a superfície, a maior parte da sua energia é reflectida de volta para a crosta, de tal modo que a superfície é afectada quase simultaneamente por ondas com sentido cima-

baixo e baixo-cima. Por esta razão (Bolt 2001; 2004) os movimentos sísmicos são consideravelmente amplificados quando se aproximam da superfície.

2.4.2 Intensidade e Magnitude

A forma mais antiga de avaliar a grandeza de um sismo é recorrendo à sua intensidade, sendo esta definida como uma medida dos danos causados pelos abalos sísmicos a obras humanas e à superfície do solo e da reacção humana ao sismo. A primeira escala de intensidade foi desenvolvida por volta de 1880 por Rossi e Forel. As escalas de intensidade mais usadas actualmente são a Escala de Mercalli Modificada, a Escala de Rossi-Forel, a Escala MSK (de Medvedev-Sponheur-Karnik), a Escala Macrossísmica Europeia (baseada na escala MSK) e a Escala JMA (da Agência Japonesa de Meteorologia) (Scawthorn, 2003b). A escala de intensidade tradicional (e mais usada) é a *Escala de Mercalli Modificada* (desenvolvida com base na escala inicialmente estabelecida por Mercalli em 1902). Esta escala tem 12 níveis, variando entre I (em que as vibrações são apenas captadas por instrumentos, não sendo sentidas por seres humanos) e XII (em que ocorre destruição total; ondas visíveis na superfície do solo; o curso de rios pode ser alterado; objectos são atirados ao ar) e não necessita de instrumentação para ser quantificada, podendo ser usada informação considerada fidedigna para a definir (notícias de jornais, diários e outros registos históricos) na ausência de registos provenientes de instrumentos. Segundo Bolt (2004) uma insuficiência inerente a esta escala é a dificuldade em inferir informação relativa à frequência/período das ondas, que é importante para o dimensionamento de estruturas resistentes a sismos.

Para que se possa comparar sismos a nível mundial é necessária uma medida da sua grandeza que não dependa (como depende a intensidade) da densidade populacional e tipo de construção locais – a magnitude. A primeira escala instrumental usada para medir a magnitude de um sismo foi a escala de Richter, desenvolvida por C. Richter em 1935, e definida como o logaritmo de base dez da máxima amplitude de onda sísmica medida em microns (10^{-4} cm) registada por um sismógrafo Wood-Anderson a 100 km do epicentro do sismo. Dado o período fundamental do sismógrafo de Wood-Anderson ser cerca de 0,8 s,

este amplifica as ondas sísmicas com períodos entre 0,5 e 1,5 s. Dado que o período natural de muitos edifícios se situa neste intervalo a *Magnitude Local* ou *Magnitude de Richter* (M_L) continua a ser de grande utilidade em engenharia (Bolt, 2004). Por regra, de acordo com Bolt (2001; 2004) um sismo superficial só causa danos significativos se tiver uma magnitude de Richter de pelo menos 5,5.

Existem, no entanto, outras medidas de magnitude que são (Bolt 2001; 2004; Scawthorn, 2003b):

- *Magnitude de Ondas de Superfície* (M_S) baseada na medição da amplitude das ondas superficiais com um período de 20 s (ondas com períodos de cerca de 20 s dominam normalmente os registos de sismógrafos para sismos a distâncias de mais de 1 000 km).
- *Magnitude de Ondas de Volume* (m_b) mede a amplitude das ondas P (que não são afectadas pela profundidade do hipocentro).
- *Magnitude de Momento* (M_W) desenvolvida devido às insuficiências das magnitudes M_L , m_b e (numa menor escala) M_S em distinguir as magnitudes de sismo de grande escala. Esta medida atribui uma magnitude ao sismo de acordo com o seu *Momento Sísmico* (M_O) que resulta de uma medição mecânica directa da dimensão da fonte do sismo.

A escala M_L subestima progressivamente a força de sismos causados por grandes roturas de falhas. O ponto de saturação desta escala é aproximadamente $M_L = 7$. A escala m_b satura mais ou menos no mesmo valor, enquanto a escala M_S satura para valores de $M_S = 8$. A escala M_W é a única que não satura para grandes sismos. Tendo em conta estes pontos de saturação, foram sugeridos os seguintes limites para as diferentes medidas: M_L e m_b para sismos com magnitudes entre 3 e 7; M_S para sismos com magnitudes entre 5 e 7,5; e M_W para sismos de qualquer magnitude (Bolt, 2004).

2.4.3 Registos de Movimentos Sísmicos Disponíveis

Para a engenharia sísmica é de extrema importância registar directamente a aceleração ou deslocamento do solo (tendo portanto maior interesse colocar sismógrafos fora de edifícios e afastados de zonas com elevada concentração de construções) (Bolt, 2004).

Existem diversas fontes de registos digitalizados acessíveis a partir da Internet, como por exemplo, a página do *Consortium of Organizations for Strong-Motion Observations Systems* (COSMOS) (<http://www.cosmos-eq.org>) mantida pela Universidade de Santa Bárbara (Califórnia), que contém dados recolhidos e processados pelo *United States Geological Survey* (USGS) e pelo *California Geological Survey* (CGS), ou a página do projecto *Next Generation Attenuation* (NGA) do *Pacific Earthquake Engineering Research Center* (<http://peer.berkeley.edu/nga/>). Outra importante fonte de dados é o *Internet Site for European Strong-Motion Data* (ISESD) (<http://www.isesd.cv.ic.ac.uk>) que tem registos de sismos ocorridos na Europa e no Médio Oriente.

2.4.4 Movimentos Sísmicos Verticais

A consideração conjunta dos movimentos verticais e horizontais começa a tornar-se usual no dimensionamento sísmico de estruturas de grandes dimensões (*e.g.* barragens em arco). De acordo com Bolt (2004) estudos concluíram que em bacias de aluvião os movimentos verticais possuem uma maior frequência que os movimentos horizontais, tendo importância prática devido à relação entre o conteúdo de frequências altas dos movimentos sísmicos verticais e as suas acelerações máximas.

2.4.5 Atenuação de Ondas: Estimativas e Incertezas

A previsão dos movimentos sísmicos e das curvas de risco sísmico envolve bastantes hipóteses e extrapolações (Reiter, 1990). Uma das maiores dificuldades que se encontra quando se pretende fazer estimativas dos movimentos sísmicos (Bolt, 2004) deriva do desconhecimento em relação à influência que as condições específicas de cada região têm

na atenuação das ondas sísmicas. Por regra, a atenuação varia significativamente entre zonas geológicas, sendo aconselhável proceder a estudos regionais para calibrar os parâmetros envolvidos (Bolt, 2004). Uma forma de abordar a *regionalização* das relações de atenuação é estimar um factor de escala constante (que represente diferenças nas fontes dos sismos ou nas características geológicas dos locais) para ajustar um modelo global de atenuação a uma região específica.

Abrahamson e Shedlock (1997) resumiram e compilaram estudos de equações de atenuação para a América do Norte, tendo agrupado as relações de atenuação em três categorias tectónicas principais: *sismos superficiais em regiões continentais tectonicamente activas* (e.g. na Califórnia); *sismos superficiais em regiões continentais estáveis* (e.g. no Leste dos Estados Unidos da América - EUA); e *sismos em zonas de subducção* (e.g. Ilhas Aleutas).

A estimativa de equações de atenuação deve incluir a análise da *variabilidade* e da *incerteza* dos movimentos sísmicos (Bolt, 2004). Para um dado modelo, a *variabilidade* é definida como a aleatoriedade dos movimentos sísmicos resultantes de ocorrências sísmicas futuras, geralmente expressa através do desvio padrão da equação de atenuação. Por outro lado, a *incerteza* científica do modelo de movimento sísmico está associada ao carácter limitado da informação disponível.

Como já foi referido, a magnitude dos sismos pode ser medida recorrendo a diferentes escalas. No entanto, a maior parte das equações de atenuação usam a magnitude de momento (M_W). Actualmente, quando se define a distância ao sismo, é utilizada uma medida de distância relacionada com a proximidade à rotura da falha – ao invés de se usar a distância ao epicentro. A classificação do local é, para a maior parte das equações de atenuação, definida de acordo com o parâmetro V_{30} , que é um indicador da velocidade das ondas de corte. Estas “variáveis” das equações de atenuação serão abordadas mais detalhadamente na Secção 2.6.

Além das relações de atenuação, importa referir que em alguns casos especiais como, por exemplo, os da análise da resposta temporal sísmica de barragens a vibrações originadas

em sismos com o epicentro próximo da estrutura, poderá ser importante modelar a radiação das ondas sísmicas desde a falha até à estrutura, conforme desenvolvido por Câmara e Barros (2001; 2002) aplicando o Método dos Elementos de Fronteira e o Método dos Elementos Finitos para resolver as equações da elasto-dinâmica do sólido. Apesar destas situações serem mais objectivamente do tipo radiação-dominante do que do tipo atenuação-dominante, poderão também revelar-se importantes para Moçambique face à eventual proximidade da Barragem de Cahora-Bassa de fontes sísmicas ainda não identificadas. No entanto, nesta tese, serão essencialmente abordadas situações do tipo atenuação-dominante.

2.5 Caracterização dos Movimentos Sísmicos

“Os dados básicos da engenharia sísmica são os registos de movimentos sísmicos durante sismos. O conhecimento dos movimentos sísmicos é essencial para a compreensão do comportamento de estruturas sujeitas a sismos” (Housner, 1970). Registos temporais de movimentos sísmicos contêm características e informações importantes, que são usadas directa ou indirectamente em análises e dimensionamentos sísmicos. Parâmetros como os valores máximos das características dos movimentos sísmicos (acelerações, velocidades e deslocamentos), medições do conteúdo em frequência, duração dos abalos e diversas medições de intensidade, desempenham papéis importantes na avaliação sísmica de estruturas existentes e no dimensionamento de novas estruturas. Nos pontos seguintes são descritas algumas das formas de caracterização e representação dos movimentos sísmicos.

2.5.1 Espectro de Fourier

Uma das formas de caracterizar o conteúdo em frequência dum registo sísmico é representar o movimento sísmico no domínio da frequência através do seu espectro de Fourier. A transformada de Fourier duma série temporal da aceleração $a_g(t)$ é definida na Equação 2.2 (Bozorgnia e Campbell, 2004; Mohraz e Sadek, 2001).

$$F(\omega) = \int_0^{T_0} a_g(t) e^{-i\omega t} dt \quad (2.2)$$

onde: $F(\omega)$ é a transformada de Fourier da aceleração, ω é a frequência circular (rad/segundo), T_0 é a duração em segundos e $i=(-1)^{1/2}$. Conhecido o espectro de Fourier, a série temporal pode ser recuperada recorrendo à transformada inversa de Fourier:

$$a_g(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} F(\omega) e^{i\omega t} d\omega \quad (2.3)$$

A Equação 2.2 pode ser reescrita da seguinte forma:

$$F(\omega) = C(\omega) - i S(\omega) = \int_0^{T_0} a_g(t) \cos(\omega t) dt - i \int_0^{T_0} a_g(t) \sin(\omega t) dt \quad (2.4)$$

onde se pode verificar que $F(\omega)$ é uma função complexa, que pode ser representada pelo espectro de amplitude de Fourier ($FAS(\omega)$) e pelo ângulo de fase ($\Phi(\omega)$), calculados de acordo com as Equações 2.5 e 2.6, respectivamente (Bozorgnia e Campbell, 2004; Clough e Penzien, 1995; Hudson, 1979):

$$FAS(\omega) = \sqrt{C^2(\omega) + S^2(\omega)} \quad (2.5)$$

$$\Phi(\omega) = -\tan^{-1}[S(\omega)/C(\omega)] \quad (2.6)$$

Com base numa série temporal de acelerações, digitalizada ou obtida por registo digital, a computação do espectro de Fourier é feita usando a *Transformada Discreta de Fourier* ou a *Transformada Rápida de Fourier*.

Uma das mais importantes aplicações do espectro de Fourier (Bozorgnia e Campbell, 2004) é a sua utilização no método estocástico, usado para estimar movimentos do solo a partir de parâmetros sísmicos fundamentais para áreas com número insuficiente de registos de movimentos sísmicos. Os movimentos definidos por este método são depois usados para estabelecer equações de atenuação para as áreas em estudo.

2.5.2 Espectro de Resposta Elástico

Cada ponto dum espectro de resposta elástico representa a resposta máxima, ao longo do tempo, de um sistema de um grau de liberdade linear elástico, com um determinado período ou frequência natural, quando excitado por uma série temporal de aceleração (Bozorgnia e Campbell, 2004).

A resposta do sistema de um grau de liberdade utilizada para a definição de espectros de resposta é geralmente quantificada por (Bozorgnia e Campbell, 2004; Scawthorn, 2003b):

S_d – deslocamento máximo relativo;

S_v – pseudo-velocidade;

S_a – pseudo-aceleração;

Desprezando o amortecimento, estas grandezas são aproximadamente relacionadas pelas expressões:

$$S_v = \frac{2\pi}{T} \times S_d \quad (2.7)$$

$$S_a = \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 \times S_d \quad (2.8)$$

em que T é o período em segundos.

As aplicações dos espectros de resposta em engenharia sísmica são diversas e incluem por exemplo o seu uso na caracterização dos movimentos sísmicos e na análise elástica dinâmica de estruturas com base no método da sobreposição modal (Bozorgnia e Campbell, 2004; Clough e Penzien, 1995; Chopra, 2001). Estes espectros combinam, de certa forma, as características de excitação do movimento sísmico e a resposta da estrutura (Hudson, 1962) concentrando numa representação única os parâmetros de maior interesse para uma análise sísmica.

Por definição, os espectros de resposta elásticos são adequados para sistemas lineares elásticos. Portanto, excepto quando modificados adequadamente, não incluem efeitos da

resposta estrutural inelástica. Assim, não incluem o dano acumulado devido ao número de ciclos inelásticos de deformação estrutural, nem o dano acumulado devido aos sismos premonitórios, sismo principal e réplicas. A consideração destes efeitos é feita recorrendo a espectros de resposta inelástica (Bozorgnia e Campbell, 2004).

2.5.2.1 Efeito do Amortecimento nos Espectros de Resposta

O amortecimento reduz as ordenadas espectrais do espectro de resposta. O grau desta redução depende de diversos factores tais como o período da estrutura e o conteúdo em frequência do movimento sísmico. A variação do amortecimento não tem muita influência nos valores das ordenadas espectrais para períodos muito curtos ou muito longos, fazendo-se sentir essencialmente para períodos intermédios.

2.5.2.2 Escalar o Espectro de Resposta Usando a Aceleração de Pico

Para períodos muito pequenos a pseudo-aceleração aproxima-se da aceleração de pico do terreno (PGA – *Peak Ground Acceleration*). A aceleração de pico do terreno tem sido tradicionalmente usada para caracterizar a severidade dos movimentos sísmicos. No entanto, a importância atribuída aos efeitos isolados deste parâmetro tem sido exagerada (Bozorgnia e Campbell, 2004). Escalar toda uma série temporal de acelerações equivale a escalar o espectro de resposta elástico ao longo de todos os períodos. Verifica-se, no entanto, que a presença de um pico de aceleração num registo não está necessariamente associada a ordenadas espectrais elevadas ao longo de toda a gama de períodos, não correspondendo portanto, necessariamente, a um elevado potencial de dano desse movimento sísmico (Bozorgnia e Campbell, 2004).

É actualmente evidente que escalar a resposta do solo com base na magnitude, distância ao epicentro e acelerações de pico é frequentemente uma representação irreal e simplista dos movimentos que se observam num determinado local. Factores tais como a duração do abalo, dimensão da fonte (falha), mecanismo da falha e faseamento temporal das ondas são críticos para a análise sísmica e dimensionamento de estruturas (Bolt, 1996, 2004).

Deve ainda ser dito que escalar um espectro com formato fixo usando um parâmetro único (tal como a aceleração de pico) presumindo que se tem em conta os efeitos da magnitude, da distância, etc., não é conceptualmente justificável. Um determinado valor espectral resulta dum conjunto específico de parâmetros tais como a magnitude, a distância ou as condições geológicas locais, que não são consideradas quando se escala um espectro recorrendo à aceleração de pico do terreno.

2.5.2.3 Diferentes Formatos de Apresentação dos Espectros de Resposta

Os dados associados a espectros de respostas podem ser apresentados de diferentes formas. O formato mais comum (Bozorgnia e Campbell, 2004) é uma representação da ordenada espectral (S_a , S_V ou S_d) em relação ao período ou frequência, com os dois eixos numa escala linear. Este é o formato usado pela maior parte dos regulamentos de dimensionamento sísmico. Pretendendo-se representar com maior detalhe o espectro para períodos curtos, é também usual recorrer à representação do período numa escala logarítmica.

Outra forma de representação do espectro é o diagrama de aceleração-deslocamento, que é uma representação de S_a em relação a S_d , com os períodos representados por linhas que partem da origem. Este formato é usado em análises simplificadas para estimar a deformação causada pelos movimentos sísmicos (Freeman, 1995; Chopra e Goel, 1999).

O espectro pode ainda aparecer sob a forma de um formato logarítmico tri-partido. Este formato combina os três parâmetros espectrais (S_a , S_V e S_d) de tal modo que S_V se encontra no eixo vertical, o período no eixo horizontal, S_a num eixo a 45° (no sentido anti-horário) em relação ao eixo vertical e S_d num eixo a 45° (no sentido horário) em relação ao eixo vertical (Bozorgnia e Campbell, 2004).

2.5.2.4 Intensidade Espectral de Housner

A *intensidade espectral* é definida como a área sob o espectro de resposta da pseudo-velocidade (S_V) entre os períodos 0,1 e 2,5 s, e é uma medida da intensidade do abalo do solo para estruturas elásticas (Bozorgnia e Campbell, 2004).

De acordo com Housner (1975) a intensidade espectral é uma medida aceitável da intensidade do abalo sísmico enquanto a estrutura se encontra em regime elástico. Não permite, no entanto, fazer uma boa avaliação dos danos causados pelos movimentos sísmicos quando a estrutura entra em regime não-linear (Bozorgnia e Campbell, 2004).

2.5.3 Espectros Elásticos de Dimensionamento

Enquanto os espectros de resposta são determinados para um movimento sísmico específico, os espectros de dimensionamento são baseados em análises estatísticas de conjuntos de espectros para diferentes movimentos sísmicos, definidos através de diferentes cenários sísmicos.

2.5.3.1 Espectro Elástico de Dimensionamento de Newmark-Hall

Este espectro, proposto por Newmark e Hall (1982), é representado no formato logarítmico tri-partido. O procedimento para elaborar um espectro Newmark-Hall é o seguinte:

- Estimar a aceleração (PGA), velocidade (PGV – *Peak Ground Velocity*) e deslocamento (PGD – *Peak Ground Displacement*) de pico do terreno; traçar as linhas correspondentes a estes valores em formato logarítmico triplo (Figura 2.1). Em casos práticos pode ser complicado estimar com rigor os valores do deslocamento máximo, por isso Newmark e Hall (1982) definiram regras aproximadas para determinar a velocidade e o deslocamento de pico em função da aceleração de pico. Baseando-se na análise de diversos registos de movimentos sísmicos sugeriram as regras seguintes:

$$PGV / PGA = 48 \text{ polegadas/s/g} - \text{ para solos resistentes} \quad (2.9)$$

$$PGV / PGA = 36 \text{ polegadas/s/g} - \text{para rochas} \quad (2.10)$$

$$PGA \times PGD / (PGV)^2 = 6 \quad (2.11)$$

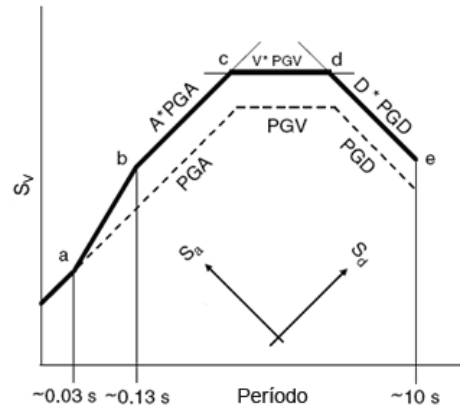


Figura 2.1: Espectro de dimensionamento elástico horizontal de acordo com Newmark e Hall, todos os eixos encontram-se na escala logarítmica (adaptado de Bozorgnia e Campbell, 2004)

- Traçar, paralelamente às linhas anteriores, novas linhas com valores correspondentes a $[A \times PGA]$, $[V \times PGV]$ e $[D \times PGD]$. Sendo A , V e D factores de amplificação dinâmica para a aceleração, velocidade e deslocamento, respectivamente, que podem ser determinados pelas expressões 2.12 e 2.13:

$$\begin{aligned} A &= 3,21 - 0,69 \ln \xi; \\ V &= 2,31 - 0,41 \ln \xi; \\ D &= 1,82 - 0,27 \ln \xi; \end{aligned} \quad (2.12)$$

(para uma probabilidade de não – excedência de 50%)

$$\begin{aligned} A &= 4,38 - 1,04 \ln \xi; \\ V &= 3,38 - 0,67 \ln \xi; \\ D &= 2,73 - 0,45 \ln \xi; \end{aligned} \quad (2.13)$$

(para uma probabilidade de não – excedência de 84,1%)

em que ξ é o factor de amortecimento, expresso em percentagem do amortecimento crítico.

- Valores aproximados para os períodos correspondentes aos pontos *a*, *b* e *e* são apresentados na Figura 2.1. Os pontos *c* e *d* (intersecção de $[A \times \text{PGA}]$, $[V \times \text{PGV}]$ e $[D \times \text{PGD}]$) encontram-se entre os intervalos 0,5 a 0,7 e 3 a 4 s, respectivamente.
- Para períodos inferiores a cerca de 0,3 s, o espectro segue o traçado da linha de aceleração de pico.

2.5.3.2 Alteração de Espectros de Dimensionamento Para Diferentes Valores de Amortecimento

Por norma, os espectros de dimensionamento são concebidos para factores de amortecimento (ξ) de 5% do amortecimento crítico. No entanto, para se ter em conta certos comportamentos estruturais e níveis de movimentos sísmicos, pode ser necessário considerar outros valores do amortecimento.

Um método aproximado para obter um espectro com factor de amortecimento ξ diferente de 5%, corresponde a dividir as ordenadas do espectro original por um *factor de modificação de amortecimento*. Existem diversos procedimentos e valores de factores de modificação, tais como os propostos por Abrahamson e Silva (1996), Bommer *et al.* (2000), FEMA-356 (2000), Idriss (1993), Newmark e Hall (1982), Rosenblueth (1980), entre outros.

As expressões 2.12 e 2.13 podem ser usadas para obter factores de modificação de amortecimento para o espectro de Newmark-Hall, obtendo valores modificados de *A*, *V* e *D* pela divisão dos valores iniciais de *A*, *V* e *D* (A_1 , V_1 e D_1) por A_2 , V_2 e D_2 determinados para o factor de amortecimento que se pretende. Por exemplo, considerando o factor *A* e a expressão 2.12, pretendendo-se obter um espectro com um factor de amortecimento ξ de 2%, a partir de um espectro com factor de amortecimento ξ de 5%, teríamos:

$$A = A_1 / A_2 = (3,21 - 0,69 \ln 5) / (3,21 - 0,69 \ln 2)$$

A formulação para escalar espectros de deslocamento proposta por Bommer *et al.* (2000) e usada no Eurocódigo 8 (EC8, 2003), tem a seguinte forma:

$$\frac{SD(\xi)}{SD(5\%)} = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \quad (2.14)$$

onde ξ corresponde ao factor de amortecimento que se pretende considerar, $SD(\xi)$ é a ordenada espectral correspondente ao factor de amortecimento que se pretende considerar, e $SD(5\%)$ é a ordenada espectral correspondente ao factor de amortecimento de 5% do amortecimento crítico.

2.5.4 Intensidade de Arias

A *intensidade de Arias (IA)* é um parâmetro do movimento sísmico relacionado com o espectro de energia correspondente ao registo de um movimento sísmico. Segundo Arias (1970) esta intensidade corresponde ao somatório da energia total por unidade de peso de um conjunto de sistemas de um grau de liberdade não amortecidos, com frequências uniformemente distribuídas do zero ao infinito, avaliado no fim do registo do movimento sísmico. Arias (1970) e Trifunac e Brady (1975) demonstraram que a definição acima pode ser escrita da seguinte forma:

$$I_A = (\pi / 2g) \int_0^{T_0} [a_g(t)]^2 dt \quad (2.15)$$

em que $a_g(t)$ é a aceleração, T_0 é a duração total do registo e g é a aceleração gravitacional.

2.5.5 Duração do Movimento Sísmico

Movimentos sísmicos registados em diferentes locais e para diferentes sismos variam significativamente devido a diversos factores, tais como a magnitude do sismo, o mecanismo da falha, a distância do ponto de registo à fonte do sismo, as condições locais, etc. Regra geral (Bolt, 2004) os movimentos sísmicos com longa duração têm maior potencial para causar danos – elementos e sistemas estruturais sujeitos a ciclos repetidos

de movimentos sísmicos tornam-se gradualmente mais vulneráveis – portanto a duração do abalo sísmico deve também ser considerada na quantificação do potencial de dano dos movimentos sísmicos.

Segundo Bozorgnia e Campbell (2004) a duração de um movimento sísmico pode ser definida de diferentes maneiras. As mais comuns são:

- *Duração intervalada*: definida por Bolt (1973) como o intervalo de tempo decorrido entre o registo do primeiro e do último valor de aceleração maior que um determinado valor (e.g. 0,05g).
- *Duração significativa* : baseada na variação temporal do integral do quadrado da série temporal da aceleração. Duas definições usadas da duração significativa são: o intervalo entre 5 e 95% e entre 5 e 75% do integral do quadrado da aceleração.

2.5.6 Espectro de *Drift* (Deslocamento Lateral Relativo)

Em edifícios com mais de um piso sujeitos a acções sísmicas o espectro de *drift* representa, de forma aproximada, a razão entre o deslocamento máximo entre os pisos e a sua altura (*storey drift ratio*), (Iwan, 1997; Bozorgnia e Bertero, 2001). Isto significa que o *storey drift ratio* é o gradiente (ou taxa) de deslocamento lateral relativo entre pisos adjacentes. Este tipo de espectro foi sugerido para quantificar a acção sísmica imposta em sistemas lineares elásticos próximos de falhas (Bozorgnia e Campbell, 2004).

2.5.7 Espectros de Resposta Inelásticos

Um sismo severo provoca, normalmente, deformações consideráveis nos sistemas estruturais sendo, portanto de esperar respostas inelásticas e dissipação de energia em estruturas correntes. Segundo Bozorgnia e Campbell (2004), para que uma estrutura se comporte de forma elástica durante um sismo forte, esta deve ter uma resistência consideravelmente superior à resistência mínima exigida pelos regulamentos de construção. Portanto, quando sujeitas aos movimentos sísmicos causados por um terramoto

de grande magnitude, muitas estruturas apresentam comportamento inelástico – de tal modo que em muitos casos (Bozorgnia e Campbell, 2004) a sua “sobrevivência” é condicionada por um adequado desempenho inelástico acompanhado de dissipação de energia.

Um espectro de resposta inelástico é a representação da resposta máxima de um sistema inelástico (não-linear) de um grau de liberdade em relação ao seu período natural inicial (elástico), quando sujeito a um determinado registo de aceleração sísmica. Tal como sucede para os espectros elásticos, os espectros inelásticos são obtidos para movimentos sísmicos específicos. No entanto para usos comuns, podem ser usados espectros inelásticos de dimensionamento (*e.g.* o de Newmark-Hall, obtido a partir da modificação do espectro elástico de dimensionamento dos mesmos autores).

2.5.8 Espectros de Energia

Como já foi referido, os espectros de resposta elásticos, embora importantes e com diversas aplicações, são bastante limitados no que diz respeito à quantificação do potencial de dano dos movimentos sísmicos (*e.g.* não incluem directamente os efeitos da resposta inelástica das estruturas). Os espectros de resposta inelásticos consideram algumas das características principais da resposta inelástica e dano estrutural, mas são limitados no que diz respeito à descrição dos efeitos cumulativos resultantes de diversos ciclos de deformação (Bozorgnia e Campbell, 2004).

Os espectros de energia, em particular o espectro de energia histerética, são capazes de fornecer informação adicional relativa ao potencial de dano dos movimentos sísmicos, no que diz respeito aos já referidos efeitos cumulativos.

Energia histerética é a quantidade de energia que a estrutura dissipa através da resposta não-linear cíclica. Se a estrutura for capaz de dissipar a energia histerética associada a determinado sismo poderá atingir níveis de deformação mais elevados.

Se a estrutura se mantiver elástica (ou seja, se não forem esperados níveis de dano significativos) a energia histerética será zero. Geralmente, elevados níveis de energia

histerética impostos pelo movimento sísmico são indicativos de grandes níveis de dano. Por definição, a energia histerética inclui os efeitos cumulativos da repetição de ciclos de resposta inelástica. O espectro de energia histerética representa (Bozorgnia e Campbell, 2004) os valores máximos, ao longo do tempo, da energia histerética para uma série de sistemas de um grau de liberdade inelásticos.

A energia fornecida a um sistema de um grau de liberdade por um movimento sísmico (E_I) é representada por:

$$E_I = E_H + E_K + E_S + E_\xi \quad (2.16)$$

onde E_H é a energia dissipada por histerese (não recuperável), E_K é a energia cinética, E_S é a energia de deformação elástica (recuperável ou reversível) e E_ξ é a energia dissipada devido ao amortecimento viscoso.

A energia dissipada total (E_A) é dada por:

$$E_A = E_H + E_S = \int F_r du \quad (2.17)$$

em que F_r é a força de restituição – incluindo forças conservativas e forças não conservativas – e u a resposta em deformação (relativamente ao solo) da massa do sistema de um grau de liberdade.

2.5.9 Espectros de Dano

O desempenho estrutural e os estados limites podem ser quantificados por um *índice de dano*. Um índice de dano bem definido corresponde a uma quantificação normalizada que será *zero* se a estrutura se mantiver elástica (e.g. se não forem de esperar danos significativos) e será *um* em caso de eminência de colapso. Valores entre *zero* e *um* correspondem a diferentes níveis de desempenho estrutural. O espectro de dano representa a variação do índice de dano em relação ao período para uma série de sistemas de um grau de liberdade sujeitos a um movimento sísmico (Bozorgnia e Bertero, 2004b; Bozorgnia e Campbell, 2004). Pela descrição apresentada, observa-se que um espectro de dano quantifica o potencial de dano de um registo de movimento sísmico.

Caso se pretenda fazer um dimensionamento por critérios de desempenho, especifica-se o valor do índice de dano (correspondente ao nível de desempenho desejado) e determina-se a resistência estrutural correspondente ao nível de desempenho que se pretende atingir. Naturalmente, quanto menor o valor do índice de dano, maior a resistência estrutural necessária.

2.6 Equações de Atenuação

Um elemento essencial em análises de perigosidade sísmica (sejam estas determinísticas ou probabilísticas) é a capacidade de estimar o movimento sísmico a partir de um conjunto limitado de parâmetros sismológicos (Bozorgnia e Campbell, 2004). Isto é conseguido recorrendo às *equações de atenuação* – equações matemáticas obtidas por regressão com base em séries de dados de sismos registados, que relacionam um parâmetro do movimento sísmico com determinados parâmetros dependentes da fonte de sismicidade, do percurso de propagação das ondas e das condições geológicas do local em estudo.

Bozorgnia e Campbell (2004) descrevem a forma mais básica de uma equação de atenuação como sendo:

$$\ln Y = c_1 + c_2 M - c_3 \ln R - c_4 R + \varepsilon \quad (2.18)$$

em que c_i são coeficientes resultantes da regressão, Y representa o parâmetro do movimento sísmico que se pretende estimar, M a magnitude do sismo, R a distância à fonte do sismo (ou um termo dependente desta distância) e ε representa a variabilidade aleatória do parâmetro do movimento sísmico (que é 0 para valores médios – estimativa recomendada para casos normais e usada nos estudos aqui apresentados; e é 1 para probabilidades de não-excedência de 84% – estimativa conservativa usada no dimensionamento de estruturas de elevada importância, tais como centrais nucleares e barragens de grandes dimensões (Bommer e Crowley, 2006; Campbell, 2003)).

Campbell (2003) descreve a forma mais básica de uma equação de atenuação de forma ligeiramente diferente, incluindo nessa forma básica termos relacionados com o mecanismo da falha (F) e as condições locais (S):

$$\ln Y = c_1 + c_2 M - c_3 \ln R - c_4 R + c_5 F + c_6 S + \varepsilon \quad (2.19)$$

As análises de regressão, usadas para definir as equações, implicam a definição duma hipótese no que respeita à forma da equação de atenuação. Como tal, a magnitude pode ser considerada de duas formas na formulação das equações de atenuação (Bolt, 2004). No primeiro caso a variação da atenuação com a distância é independente da magnitude. A formulação típica deste tipo de modelos para solos rochosos é dada pela Equação 2.20.

$$\ln Y(M, R, F) = c_1 + c_2 M + c_3 M^2 + c_4 \ln(R + c_5) + c_6 F \quad (2.20)$$

onde Y é o parâmetro do movimento sísmico (aceleração, velocidade, deslocamento, etc.), M é a magnitude, R é o valor da distância à fonte do sismo e F representa o tipo de falha. Alternativamente, a variação da atenuação com a distância pode ser considerada dependente da magnitude. Dados disponíveis mostram (Bolt, 2004) que, para pequenas distâncias, o espaçamento entre as curvas de sismos de magnitudes cada vez maiores diminui. Isto implica que para pequenas distâncias à fonte do sismo, os abalos causados por sismos moderados e grandes são do mesmo nível.

As equações que a seguir se apresentam descrevem duas formulações da equação de atenuação, para solos rochosos, que incluem, de modo distinto, a influência da magnitude na variação com a distância. Na Equação 2.21 o coeficiente c_5 é substituído por uma função f_1 dependente da magnitude, e na Equação 2.22 o coeficiente c_4 é influenciado por uma função f_2 dependente da magnitude.

$$\ln Y(M, R, F) = c_1 + c_2 M + c_3 M^2 + c_4 \ln(R + f_1(M)) + c_6 F_1 \quad (2.21)$$

$$\ln Y(M, R, F) = c_1 + c_2 M + c_3 M^2 + [c_4 + f_2(M)] \ln(R + c_5) + c_6 F_2 \quad (2.22)$$

Para distâncias inferiores a 50 km, a estas duas equações correspondem curvas semelhantes, enquanto que para grandes distâncias, correspondem a resultados diferentes.

Como o interesse em equações de atenuação, em termos de engenharia sísmica, se centra normalmente para sismos a distâncias inferiores a 50 *km*, estas diferenças não foram estudadas em detalhe (Bolt, 2004).

2.6.1 Parâmetros das Equações de Atenuação

Ao longo dos pontos seguintes são descritos os principais parâmetros a considerar quando se utilizam equações de atenuação. São descritos parâmetros como a magnitude, a distância à fonte sísmica, o mecanismo da falha, etc.

2.6.1.1 Parâmetros Descritivos do Movimento Sísmico

Os parâmetros de movimento sísmico mais usados em engenharia são (Bozorgnia e Campbell, 2004) a aceleração, a velocidade e o deslocamento de pico do terreno (PGA, PGV e PGD) que representam as amplitudes máximas dos movimentos sísmicos do solo, e as ordenadas espectrais (S_a , S_v e S_d).

2.6.1.2 Magnitude

A magnitude é usada para quantificar a dimensão de um sismo. Como já referido, existem diversas escalas para definir a magnitude, mas a maior parte das equações de atenuação usam a magnitude de momento (M_w).

2.6.1.3 Distância à Fonte

Este parâmetro é usado para caracterizar a diminuição da amplitude das ondas sísmicas à medida que se afastam da fonte do sismo. As distâncias podem ser agrupadas em dois grupos amplos, consoante tratam o sismo como tendo uma *fonte pontual* ou como tendo uma *fonte de extensão finita*.

Entre as distâncias que consideram o sismo com uma fonte pontual encontram-se a distância ao epicentro (r_{epi}) e a distância ao hipocentro (r_{hipo}). Sendo a distância hipocentral determinada por:

$$r_{hipo} = \sqrt{r_{epi}^2 + h_{hipo}^2} \quad (2.23)$$

em que h_{hipo} é a profundidade focal do sismo. Bozorgnia e Campbell (2004) consideram que estas definições de distância são, geralmente, inadequadas para sismos em que ocorrem grandes áreas de rotura (*e.g.* sismos de grande magnitude).

Três dos tipos de distância mais usados, que consideram a fonte do sismo como uma extensão finita, estão representados na Figura 2.2 e são:

- a menor distância horizontal à projecção vertical do plano de rotura da falha (r_{jb});
- a menor distância ao plano de rotura da falha (r_{rup});
- a menor distância à parte sismogénica do plano de rotura da falha (r_{seis}).

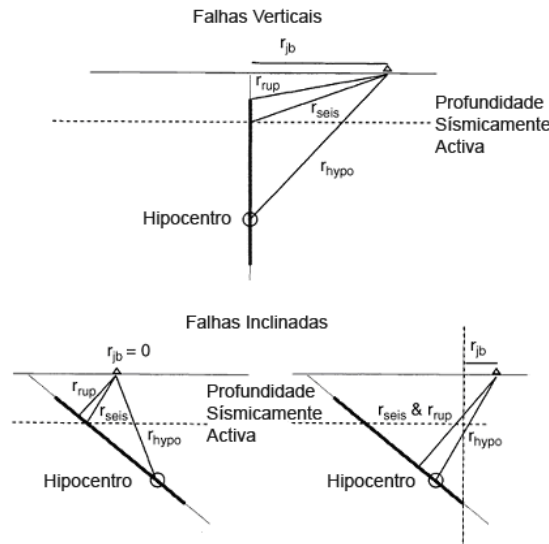


Figura 2.2: Exemplos das relações entre os diferentes tipos de distância (*adaptado de Abrahamson e Shedlock, 1997*)

Embora a distância r_{jb} seja relativamente fácil de estimar para sismos futuros (como no caso dos estudos apresentados nesta tese), as distâncias r_{rup} e r_{seis} não são tão fáceis de estimar, principalmente em casos em que não se preveja que o sismo provoque rotura da superfície da falha. Nestes casos, é importante estimar, e ter em conta, a profundidade a que se situará o topo do plano de rotura da falha.

2.6.1.4 Mecanismo de Falha

Compreender os aspectos mecânicos das falhas geológicas é essencial para se perceber a geração dos movimentos sísmicos. O mecanismo (ou tipo) de falha de um sismo caracteriza a direcção do deslizamento no plano da falha. Segundo Bozorgnia e Campbell (2004), Campbell (2003) as falhas são caracterizadas pela:

- sua *direcção* ou *azimute* (φ) – ângulo medido no sentido retrógrado entre o norte e a linha de intersecção da falha com o plano horizontal (varia entre 0° e 180°), olhando no sentido e direcção do azimute o plano da falha deve aparecer inclinado para a direita;
- sua *inclinação* (δ) – ângulo medido para baixo a partir do plano horizontal, na direcção de maior declive, até encontrar o plano de falha (varia entre 0° e 90°);
- *direcção do seu vector de deslizamento* (λ) – ângulo medido entre a direcção do azimute e o vector deslizamento (varia entre -180° e 180° , ou entre 0° e 360° , dependendo dos autores – nesta tese considera-se a primeira hipótese).

As falhas são, por regra, agrupadas em *normais*, *inversas* e *transcorrentes* (Figuras 2.3 a 2.5). Numa falha *transcorrente* (designada em inglês como *strike-slip*) observa-se o movimento lateral dos maciços rochosos paralelamente à direcção da falha. Numa falha *normal*, um dos maciços “afunda-se” em relação ao terreno circundante, e numa falha *inversa*, um dos maciços “eleva-se” em relação ao terreno circundante. Uma falha com um valor de λ igual a 0° ou 180° é uma falha transcorrente lateral pura, um valor de λ igual a 90° define uma falha inversa pura e λ igual a -90° indica uma falha normal pura. Uma falha que apresente um deslizamento com valores entre os indicados acima representará uma

combinação entre uma falha transcorrente e uma falha inversa ou normal – falha oblíqua (Figura 2.6).

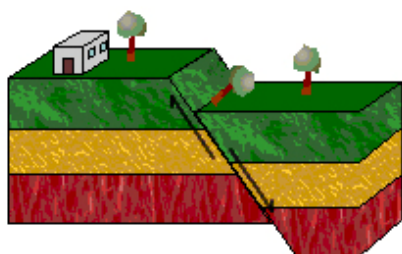


Figura 2.3: Falha *normal* (adaptado de Incorporated Research Institutions for Seismology www.iris.edu)

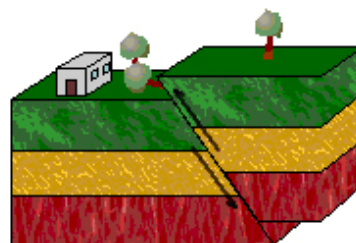


Figura 2.4: Falha *inversa* (adaptado de Incorporated Research Institutions for Seismology www.iris.edu)

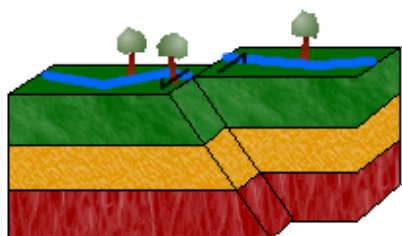


Figura 2.5: Falha *transcorrente* (adaptado de Incorporated Research Institutions for Seismology www.iris.edu)

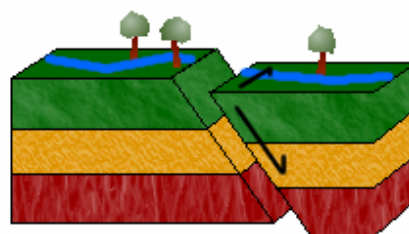


Figura 2.6: Falha *oblíqua* (adaptado de Incorporated Research Institutions for Seismology www.iris.edu)

2.6.1.5 Condições Locais

As condições locais descrevem o tipo de depósitos de solo sob a superfície do local em estudo. São normalmente descritas em termos da geologia (à superfície e a pequenas profundidades), velocidade das ondas de corte e espessura da camada de sedimentos. Tradicionalmente, as condições locais eram classificadas como solo ou rocha. No entanto, diversos estudos (Boore *et al.*, 1997; Rodriguez-Marek *et al.*, 2001; Campbell e Bozorgnia, 2003; Stewart *et al.*, 2003) demonstraram a importância de se efectuar uma classificação mais detalhada.

Segundo Bolt (2004) problemas relacionados com as características dos solos são responsáveis por grandes perdas económicas em sismos. Por exemplo, no sismo de Niigata

(Japão, 1964) a aceleração de pico do terreno foi de cerca de 0,16g o que não corresponde ao nível dos danos que se verificaram. Cerca de 3 000 casas foram destruídas, e quase 10 000 sofreram danos moderados ou severos só na prefeitura de Niigata. A expansão da cidade tinha levado à utilização de terras ao longo do Rio Shinano. Nestes solos recém reclamados e de deposição recente (mas anteriormente submersos), muitos edifícios foram danificados e destruídos como resultado da liquefacção do solo. Adicionalmente, cerca de 15 000 casas foram inundadas como resultado do colapso de um dique ao longo do Rio Shinano; felizmente o número de vítimas mortais do sismo não foi proporcional aos danos verificados, não tendo excedido as 26.

Ziony (1976) afirma que a análise do padrão de destruição de sismos históricos demonstra, consistentemente, que a intensidade dos abalos tende a ser muito maior em locais caracterizados por camadas de depósitos de sedimentos moles, do que em zonas rochosas próximas destes.

Existem duas abordagens principais usadas para classificar um local em termos da velocidade das ondas de corte (V_S). O primeiro (aplicado neste trabalho) consiste em usar o valor médio da V_S nos 30 m superficiais do depósito – V_{30} . O segundo utiliza o valor médio da V_S ao longo de uma profundidade igual a um quarto do comprimento de onda de um parâmetro do movimento sísmico com período ou frequência especificados – velocidade efectiva.

A tabela seguinte mostra a equivalência dos valores da V_{30} às descrições qualitativas dos tipos de solo propostos pelo National Earthquake Hazard Reduction Program (NEHRP).

Tabela 2.1: Classificação de solos e correspondentes valores de V_{30} de acordo com o NEHRP (*adaptado de Bozorgnia e Campbell, 2004*)

Classe NEHRP	Descrição	V_{30} [m/s] (intervalo)	V_{30} nominal ¹ [m/s]
A	Rocha dura	$\geq 1\,500$	1 890
B	Rocha	760 – 1 500	1 130
C	Solo muito denso e rocha mole	360 – 760	560
D	Solo resistente	180 – 360	270
E	Solo mole	< 180	150

¹ – melhor estimativa de V_{30} correspondente a cada classe de solo quando não haja informação adicional

2.6.1.6 Efeitos de Tecto e de Muro

Considerando uma falha inclinada, um dos blocos estará acima do plano da falha (o *tecto*) e o outro estará abaixo deste plano (o *muro*). Diversas modelações teóricas (e observações no terreno) demonstraram que as áreas situadas no *tecto* de uma falha inversa registam (normalmente) movimentos sísmicos acima da média, e que as áreas situadas no *muro* registam menores amplitudes de movimento sísmico (Anderson, 2003; Brune 2001).

2.6.1.7 Enquadramento Tectónico

Este parâmetro reflecte o estado de tensão e as propriedades sismológicas da crosta.

A classificação tradicional dos sismos, quanto ao seu enquadramento tectónico, é (Bozorgnia e Campbell, 2004; Campbell, 2003):

- sismos superficiais em região tectonicamente activa;
- sismos superficiais em região tectonicamente estável;
- sismos de profundidade intermédia numa placa continental que se afunda numa zona de subducção (também conhecidos como sismos de Wadati-Benioff);
- sismos ao longo do interface sismogénico entre as placas numa zona de subducção.

Um enquadramento tectónico “superficial” refere-se à parte sismogénica da crosta, que tem geralmente entre 10 e 30 *km*. Considera-se uma região como sendo tectonicamente activa (Bozorgnia e Campbell, 2004) quando nela ocorrem, com relativa frequência, sismos grandes e deformações de dimensão considerável – estas zonas encontram-se por regra próximas das fronteiras das placas. Em regiões tectonicamente estáveis não ocorrem grandes sismos com frequência e a deformação tectónica é relativamente pequena – encontram-se por regra longe das fronteiras das placas. Uma zona de subducção é uma região em que uma placa tectónica (normalmente da crosta oceânica) se afunda por baixo de outra placa tectónica (normalmente da crosta continental). No entanto, Bolt (2001; 2004) classifica um sismo como sendo de foco superficial se tiver o hipocentro a menos de 70 *km* da superfície, afirmando que estes são os que mais devastação causam, sendo responsáveis por 3/4 da energia total libertada por sismos a nível mundial. Classifica ainda

sismos com o hipocentro localizado a profundidades entre os 70 e 300 *km* como sismos de foco intermédio.

A maior parte dos sismos superficiais, de magnitude moderada a forte, é seguida (nas horas ou até meses após a ocorrência do evento principal) por numerosos sismos de menor intensidade na mesma zona – estes sismos são conhecidos como réplicas. Alguns sismos são precedidos por abalos de pequena magnitude, chamados abalos premonitórios. Tem sido sugerido que estes possam ser usados para prever os sismos principais que se seguem. No entanto aplicações desta teoria não se mostraram estatisticamente bem sucedidas (Bolt, 2004).

CAPÍTULO 3

A SISMICIDADE DE MOÇAMBIQUE

3.1 Introdução

Em Moçambique a preocupação com o risco sísmico era bastante reduzida, se não até nula, até aos abalos verificados em Fevereiro de 2006. Esta atitude é compreensível se tivermos em mente que o país se encontra ainda a recuperar de uma guerra civil que durou cerca de 15 anos, e se saldou na perda de pelo menos 100 000 vidas e no deslocamento de cerca de 30% da população; que o índice de prevalência do HIV/SIDA é de 12,2%; e que as cheias que ocorreram em 2000 (a maior calamidade natural que assola o país devido à topografia plana e reduzida altitude do país, e à passagem de 9 dos principais rios da África Austral por Moçambique para desaguar no Oceano Índico) no Sul do país ceifaram 700 vidas e afectaram cerca de 1,5 milhões de pessoas, e que um ano mais tarde cheias mais a norte levaram ao deslocamento de 230 000 pessoas. Adicione-se a isto o facto do período de cheias alternar regularmente com um período de seca, que é agravado pela retenção das águas dos rios em barragens nos países do interior do continente. É portanto compreensível que o risco sísmico não fosse uma preocupação de topo para o país, e embora os eventos do início do ano de 2006 tenham levantado o problema e gerado a consciência de que o risco é real, é discutível se (na presença de tantos outros problemas mais urgentes) a avaliação deste risco será encarada com alguma prioridade. Ainda assim, seria considerado irresponsável da parte de projectistas e construtores continuar a construir e projectar considerando nula a hipótese de ocorrência de um sismo. Assim, o objectivo principal do presente trabalho consiste na avaliação da perigosidade sísmica e da segurança de estruturas existentes para cenários de ocorrência sísmica (ainda que com uma abrangência limitada).

3.2 Enquadramento Tectónico

Moçambique encontra-se localizado na margem Oriental da Placa Africana, na extremidade sul do *Rift da África Oriental*. Este *rift* (Figura 3.1) marca a fronteira entre as duas partes da placa Africana que se encontram em separação, a Placa Núbia e a Placa Somáli, e estende-se ao longo de mais de 3 000 *km* (desde o Golfo de Aden no Norte a Moçambique no Sul).

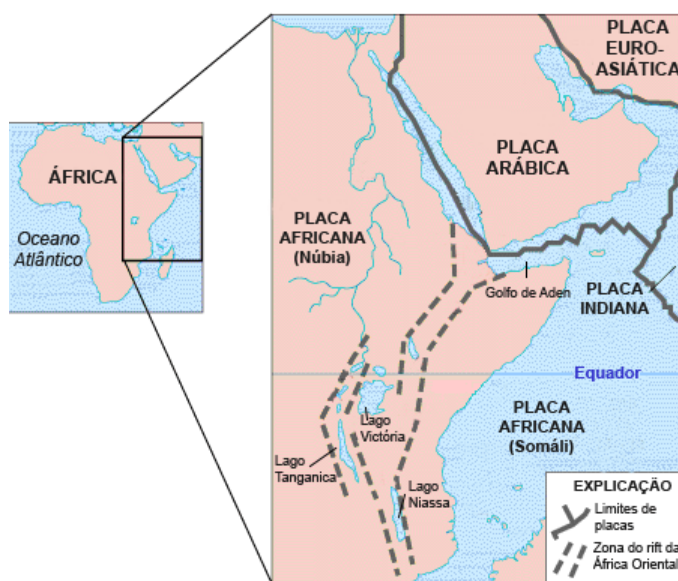


Figura 3.1: Esquema do *Rift da África Oriental* (adaptado de USGS, 2006a)

O *rift* bifurca na zona do Lago Victória (situado entre o Quênia, a Tanzânia e o Uganda) formando dois ramos (Fenton e Bommer, 2006; Foster e Jackson, 1998; Midzi *et al.*, 1999). O ramo mais Ocidental, que contém os lagos Tanganica e Niassa, termina na região central de Moçambique. O ramo Oriental continua ao longo do Quênia e termina, aparentemente, no Sul da Tanzânia. De acordo com Ebinger *et al.* (1993) as extensões ao longo do *rift* iniciaram-se há cerca de 45 milhões de anos (*Ma*), as primeiras falhas surgiram há cerca de 30 *Ma* na Etiópia e propagaram-se para Sul, tendo as primeiras falhas no extremo Sul do ramo Ocidental do *rift* surgido há cerca de 10 *Ma*. A continuação do *rift*, tanto do ramo Ocidental abaixo da bacia do Lago Niassa, como do ramo Oriental abaixo da fronteira entre a Tanzânia e Moçambique, não recebeu até ao presente muita atenção (Fenton e Bommer, 2006). Estima-se (Horner-Johnson *et al.*, 2005), devido à sismicidade persistente ao longo do Canal de Moçambique, que o ramo Oriental do *rift* se

prolongue para Sul até à Dorsal Sudoeste Indiana (SWIR – Southwestern Indian Ridge). O grau de separação do *rift* está estimado em cerca de $8,3 \pm 1,9$ mm/ano, na região do Golfo de Aden, e $3,6 \pm 0,5$ mm/ano na zona de intersecção do ramo Oriental do *rift* com a dorsal (Horner-Johnson *et al.*, 2005). Esta diferença na velocidade de separação explica em parte a razão pela qual a actividade sísmica em Moçambique (que se encontra na zona continental mais a Sul do *rift*) não é tão forte ou frequente como o é nas zonas atravessadas pelo *rift* mais a Norte. Ainda assim, de acordo com dados do USGS (2006a), Moçambique tem tido uma actividade sísmica mais ou menos constante, pelo menos ao longo dos últimos 33 anos.

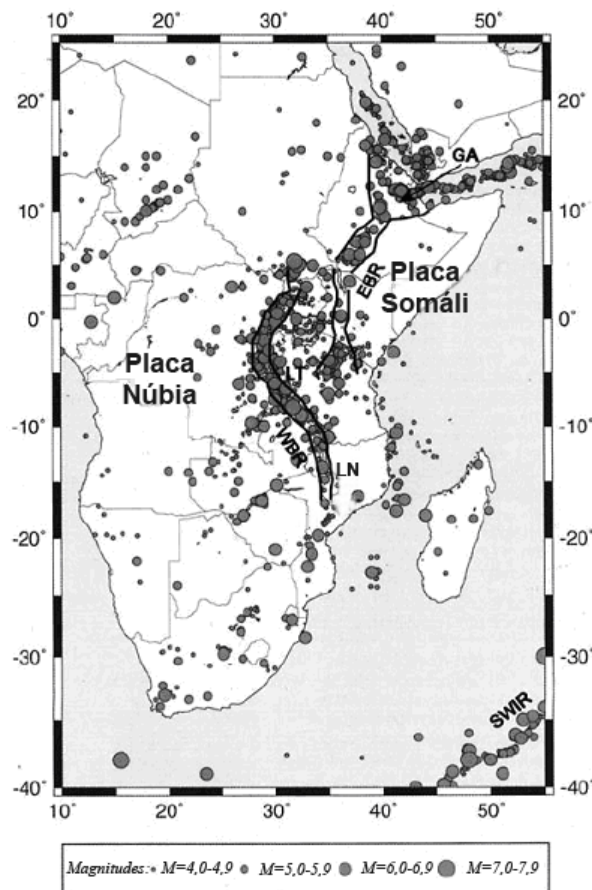


Figura 3.2: Sismicidade da África Austral e Oriental no período compreendido entre 1962 e 1994. Representação de epicentros para sismos de magnitude $M_S \geq 4,0$. WBR e EBR ramos ocidental e oriental do *rift* da África Oriental, LN: Lago Tanganica, LN: Lago Niassa, GA: Golfo de Aden, SWIR: Dorsal Sudoeste Indiana. (adaptado de Midzi *et al.*, 1999)

3.3 Actividade Sísmica Regional e o Sismo de Machaze

A maior parte da actividade sísmica que se verifica na África Austral é relacionada com o sistema do *Rift da África Oriental* (Dumisani, 2001; Midzi *et al.*, 1999). A maior parte dos sismos neste sistema ocorrem por falha normal ou por falha transcorrente (USGS, 2006b) a profundidades do foco não superiores a 35 km (Foster e Jackson, 1998) sendo, portanto, considerados sismos superficiais. A representação dos epicentros de sismos de magnitude considerável (como a da Figura 3.2) mostram uma concentração de actividade ao longo do ramo Ocidental do *rift* entre o Sul do Sudão e o Sul do Malawi. Esta actividade prolonga-se para Moçambique mas de forma muito mais difusa. A actividade no ramo Oriental do *rift* é muito mais diluída, com um conjunto de epicentros visíveis no Norte da Tanzânia. A Sul desta concentração a zona de sismicidade torna-se difusa e dirige-se para o Oceano, em direcção ao Canal de Moçambique.

O *rift* encontra-se razoavelmente desenvolvido no Norte e Centro do país, onde se encontram os Lagos Niassa e Chirua. Como já referido, os movimentos na parte Sul do ramo Ocidental iniciaram-se há 10 Ma, e considerando que as areias e solos que formam as camadas de cobertura no Sul de Moçambique não têm mais de 2 Ma (Vasconcelos, 2006), a actividade do *rift* teve início antes da deposição destas camadas superficiais sendo portanto possível que alguns elementos tectónicos do *rift* estejam subterrados (Vasconcelos, 2006). As Figuras 3.3 e 3.4 mostram possíveis localizações de falhas, escondidas ou já identificadas, de acordo com Dumisani (2001) e Vasconcelos (2006).

Nesta tese, a avaliação da perigosidade sísmica em Moçambique foi efectuada recorrendo ao mapa concebido por Vasconcelos (2006) dado ser mais claro e ter sido desenvolvido após os sismos de Fevereiro de 2006 com o objectivo de localizar as falhas em Moçambique dado que o mapa de Dumisani (2001) foi desenvolvido no âmbito de estudos da actividade sísmica no Zimbabwe.

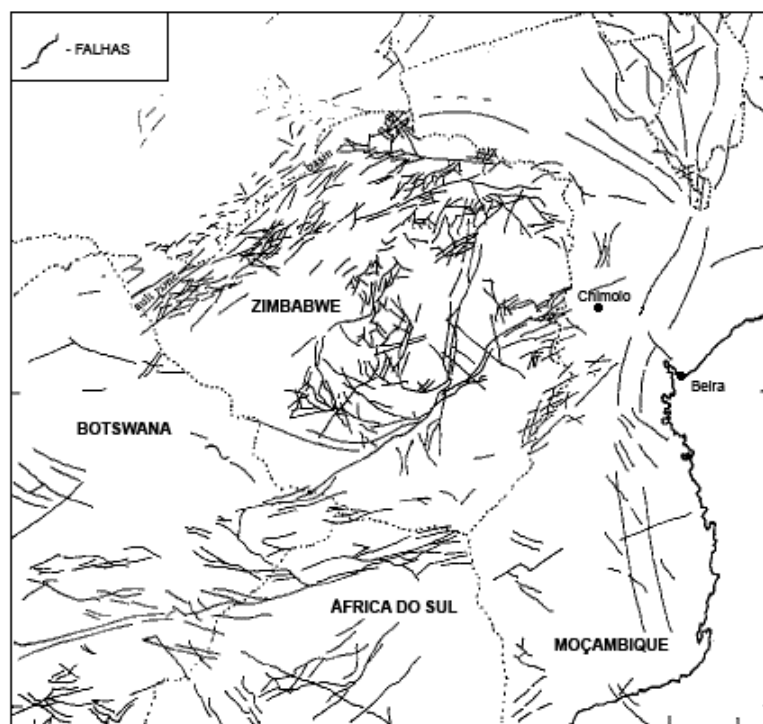


Figura 3.3: Localização de falhas na parte Oriental da África Austral (*adaptado de Dumisani, 2001*)

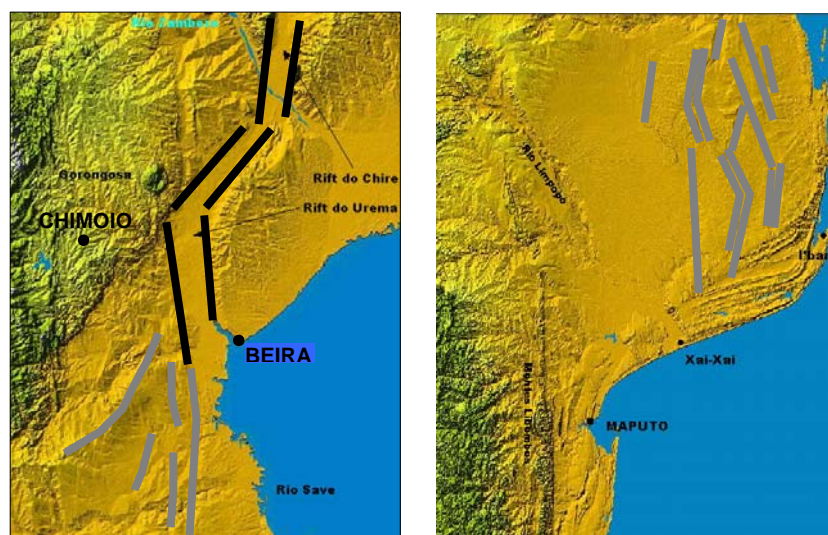


Figura 3.4: Possível localização de falhas em Moçambique, a imagem à esquerda representa a região Centro do País e a imagem à direita a região Sul – as falhas representadas a preto são claramente identificáveis, sendo as falhas a cinzento de mais difícil identificação (*adaptado de Vasconcelos, 2006*)

De acordo com Hartnady (2002) as duas maiores cidades Moçambicanas (Maputo e Beira) encontram-se em zonas de considerável risco sísmico. Hartnady (2002) sugere que a cidade da Beira se encontra próxima da estrutura Urema Graben (que é um segmento da fronteira entre a placa Núbia e a placa do Rovuma) e que Maputo se encontra na junção tripla entre as placas Núbia, Rovuma e Somáli (Figura 3.5).

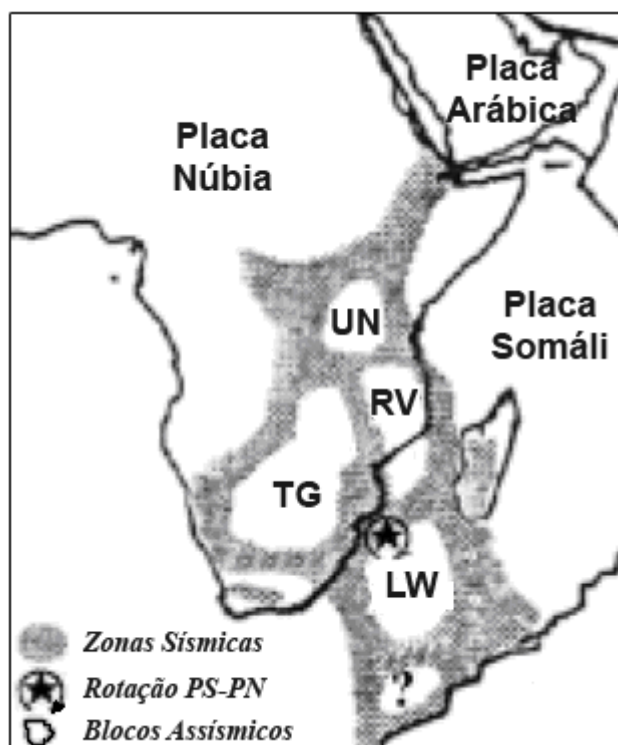


Figura 3.5: Subdivisão da Placa Africana em blocos menores e relativamente estáveis (blocos assísmicos), separados por tapetes sísmicamente activos. Os blocos assísmicos, ou de sismicidade reduzida, identificados são: Ukerewe Nyanza (UN), Rovuma (RV), Transgariep (TG) e Lwandle (LW). A estrela ao largo da costa Moçambicana identifica o centro de rotação entre as placas Núbia (PN) e Somáli (PS) nos últimos 3 Ma. (adaptado de Hartnady, 2002)

Segundo o USGS (2006b) desde 1900 até ao presente o maior sismo que ocorreu no *rift* teve uma magnitude de 7,6. É também digno de referência o estudo feito pelo *Global Seismic Hazard Assessment Programme* (GSHAP) para a África Austral e Oriental detalhado em Midzi *et al.* (1999). Nesse trabalho a zona central de Moçambique foi identificada como a “zona de fonte sísmica” número 11, sendo considerados para esta zona sismos de magnitude máxima (M_S) de 7,3. Desse estudo resultaram mapas de perigosidade sísmica disponíveis a partir do USGS (2006a) e da página de Internet do GSHAP

(<http://www.seismo.ethz.ch/gshap/earift/>), pelo que a Figura 3.6 é adaptada de um dos mapas referidos. Hartnady (2002) afirma, no entanto, que os resultados do GSHAP subestimam a sismicidade ao longo da costa Sul de Moçambique.

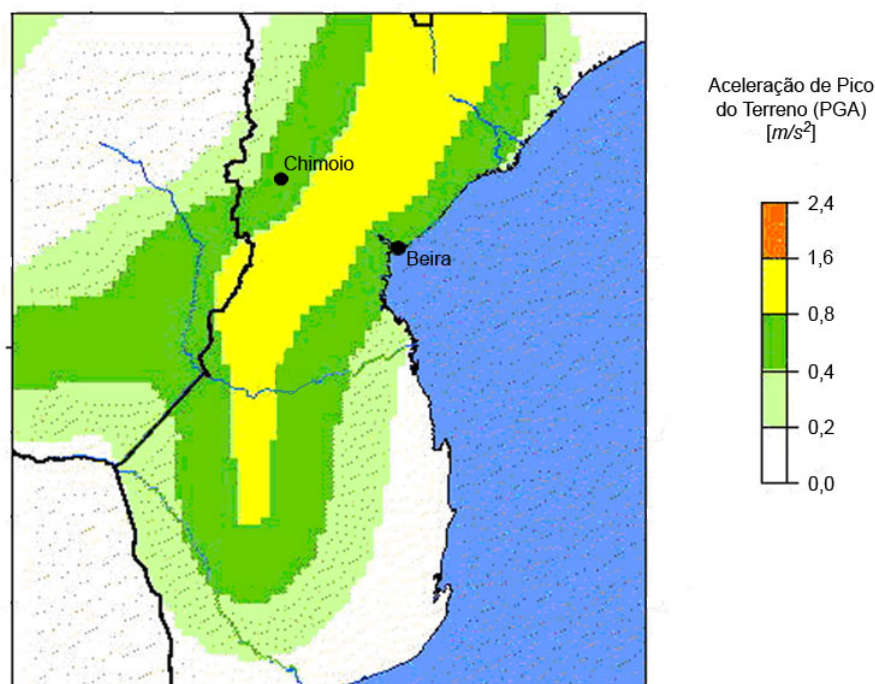


Figura 3.6: Perigosidade Sísmica no centro de Moçambique – *Global Seismic Hazard Assessment Programme* – acelerações de pico do terreno [m/s^2] com 10% de probabilidade de excedência em 50 anos. (adaptado de USGS (2006a))

Vasconcelos (2006) descreve a geologia de Moçambique da seguinte maneira: dois terços da superfície do país são constituídos por rochas cristalinas com mais de 570 *Ma* (*terrenos Pré-câmbrios*) em que predominam elementos tectónicos resultantes de processos de colisão entre placas, como por exemplo montanhas, sendo a restante superfície constituída por rochas sedimentares com menos de 570 *Ma* (*terrenos Fanerozóicos*) em que se encontram elementos tectónicos resultantes da abertura do Oceano Índico (associada ao desmembramento do supercontinente Gondwana) e elementos tectónicos resultantes do avanço do *rift*.

De acordo com Fenton e Bommer (2006), e corroborado pela pesquisa feita pelo autor, não existe nenhum estudo acerca da sismicidade histórica de Moçambique. A Direcção

Nacional de Geologia de Moçambique tem em todo o país quatro sismógrafos bastante antigos e que operam intermitentemente. Os dados captados por estes sismógrafos são enviados para o *Council of Geoscience* em Pretória (África do Sul).

Os dados disponíveis a partir da página de Internet do USGS (que foi a fonte principal de dados relativos à data de ocorrência, magnitude e localização dos sismos em Moçambique) incluem apenas informação relativa a eventos a partir de 1973. Registos dos sismos relevantes no período anterior indicam a ocorrência de três abalos dignos de relevo. O primeiro a 10 de Maio de 1951 com uma magnitude de 6,0 (Gutenberg e Richter, 1954) e com epicentro a cerca de 100 *km* tanto da Beira como do Chimoio. Ao segundo, ocorrido a 20 de Julho de 1957 na zona dos recentes abalos (a cerca de 200 *km* das duas cidades já referidas), foram atribuídas pelo menos três magnitudes diferentes: 6,0 pela estação JOH (em Joanesburgo), 6,2 pelo *Institut pour la Recherche Scientifique en Afrique Central* (IRSAC) e 5,4 por Rothé (1969). Ao terceiro, registado em 20 de Setembro de 1957 na mesma zona do sismo de 20 de Julho, foi atribuída uma magnitude de 6,0 pela estação JOH e de 5,8 por Midzi *et al.* (1999).

De acordo com o USGS (2006a) ocorreram, desde 1973, cerca de 190 abalos sísmicos em todo o território (ver Figura 3.7). Mais de 50% dos sismos registados tiveram magnitudes superiores a 4,0, e pelo menos 15 foram de magnitude igual ou superior a 5,0 o que de acordo com Clough e Penzien (1995) é o limite inferior para que se produzam movimentos de terra com potencial para causar danos estruturais. Toda a actividade sísmica registada em Moçambique pelo USGS pode ser caracterizada como superficial. Os focos de 150 dos abalos registados foram identificados a profundidades inferiores a 10 *km*, não tendo nenhum dos restantes abalos focos a profundidades superiores a 33 *km*. O maior sismo registado em território Moçambicano foi o de 22 de Fevereiro de 2006, no distrito de Machaze no Sul da província de Manica, com uma magnitude (M_w) de 7,0.

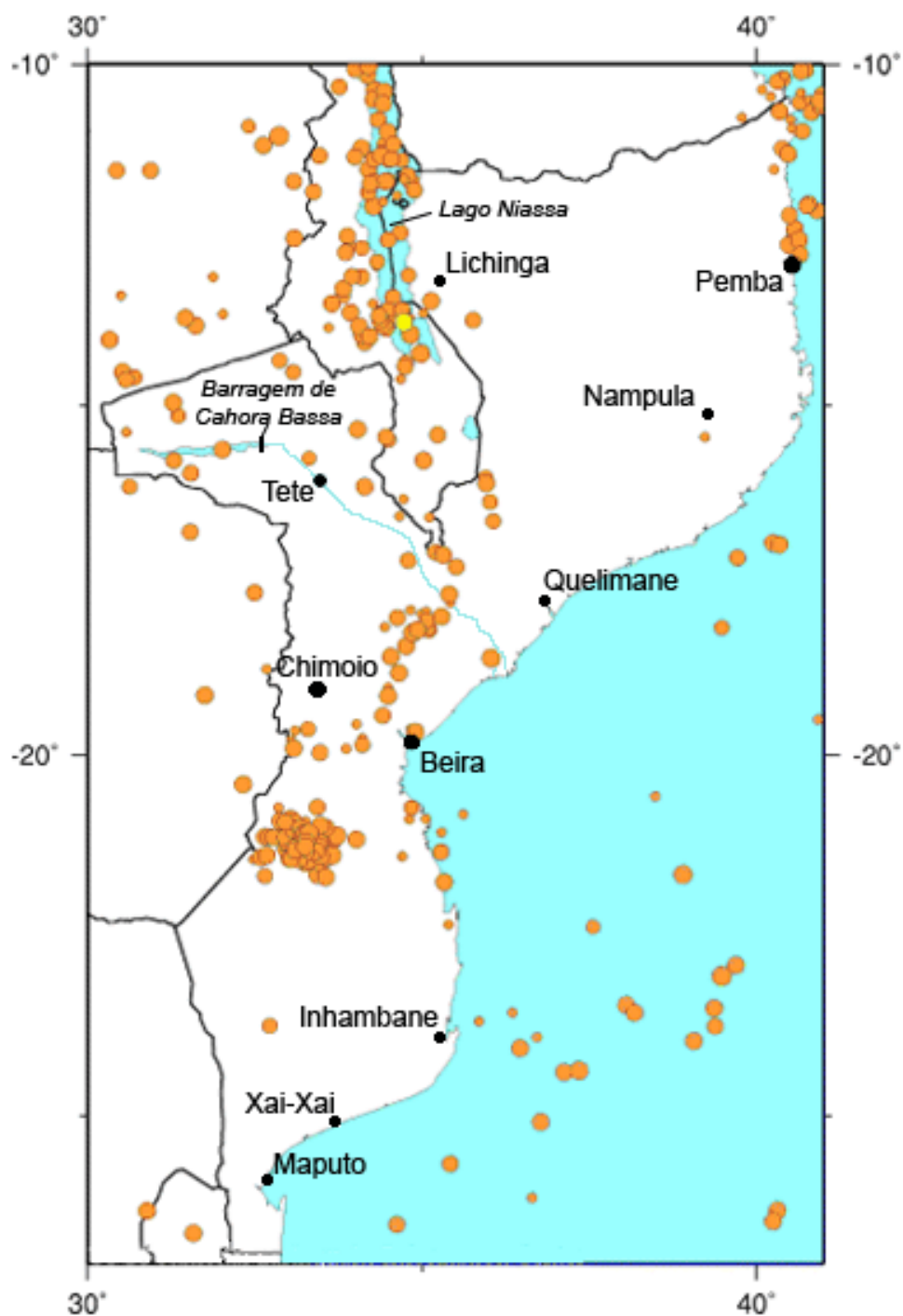


Figura 3.7: Distribuição da actividade sísmica (representação de epicentros) em território Moçambicano, entre 1973 e Setembro de 2006 (*adaptado de USGS, 2006a*)

Na Tabela 3.1 encontram-se os abalos sísmicos com magnitudes iguais ou superiores a 5,0 registados em Moçambique entre 1973 e Dezembro de 2006.

Tabela 3.1: Sismos de magnitude igual ou superior a 5,0 em Moçambique, entre 1973 e Dezembro de 2006.
Fonte: USGS)

Magnitude	Mês/Ano
7,0	02/2006
5,8	02/2006
5,6	03/2006
5,4	04/2006
5,4	02/2006
5,3	02/2006
5,2	08/2006
5,2	07/1991
5,1	11/2006
5,1	06/2006
5,1	03/2006
5,1	11/1990
5,0	07/2006
5,0	02/2006
5,0	02/2006
5,0	10/1981

Desde Fevereiro de 2006 verificou-se um recrudescer da actividade sísmica no centro de Moçambique. Esta actividade tem sido tão regular que praticamente 40% dos sismos registados desde 1973 foram verificados ao longo de 2006 (USGS, 2006a). Os epicentros desta recente actividade sísmica situam-se todos na região de Machaze (Figura 3.8), a cerca de 500 *km* de Maputo e 200 *km* das cidades da Beira e Chimoio. A região é bastante isolada e tem uma densidade populacional muito reduzida (cerca de 6 *habs/km*²), razão pela qual as consequências desta recente actividade, em particular o sismo de magnitude 7,0, não foram mais graves. Embora este isolamento tenha certamente ajudado a minimizar as consequências dos sismos, é igualmente responsável pela dificuldade em obter dados relativos às consequências destes e em efectuar estudos no terreno.

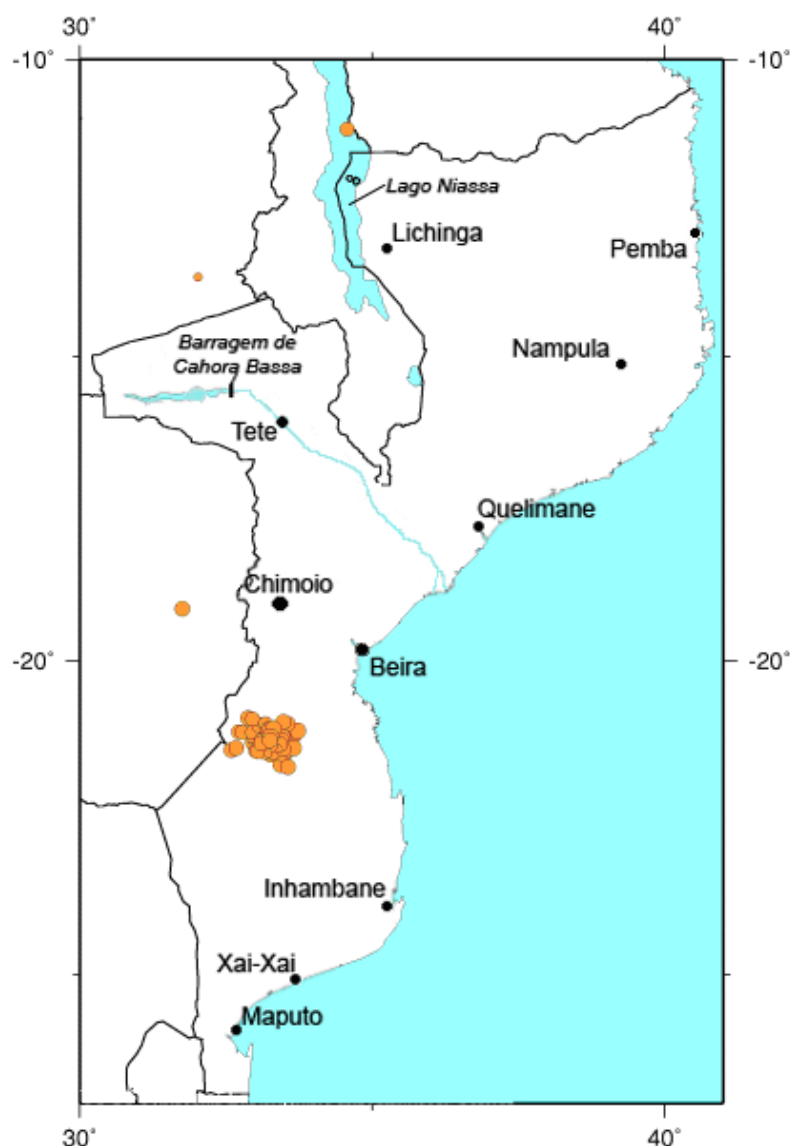


Figura 3.8: Distribuição da actividade sísmica (representação de epicentros) em território Moçambicano entre Janeiro e Setembro de 2006 (*adaptado de USGS (2006a)*)

Um estudo parcial da rotura superficial da falha do sismo de magnitude 7,0 levado a cabo por Fenton e Bommer (Figuras 3.9 a 3.11) do Imperial College de Londres (Fenton e Bommer, 2006) e estudos feitos pelos mesmos baseados nas equações de Wells e Coppersmith (1994) estimam a extensão da rotura superficial da falha em cerca de 30 – 40 *km*. Nas secções parciais da falha observadas durante o referido estudo, determinou-se um deslocamento vertical máximo de 2,05 *m* e um deslocamento horizontal em algumas secções de até 0,7 *m*.



Figura 3.9: Desnível numa secção da rotura superficial da falha na origem do sismo de Machaze.



Figura 3.10: Desnível de 1,3 m e deslocamento lateral para a esquerda de 0,7 m na falha de Machaze
(imagem cedida por J.J. Bommer).



Figura 3.11: Extensão de um dos troços da rotura superficial da falha de Machaze (*imagem cedida por J.J. Bommer*).

Informação recolhida sobre o sismo de magnitude 7,0 indica, de acordo com a maior parte das fontes, que este se saldou em quatro ou cinco vítimas mortais (duas delas na Beira) e cerca de trinta feridos, dez dos quais em estado grave (USGS, 2006b; Portal do Governo de Moçambique, 2006a, 2006c, 2006d; Fenton e Bommer, 2006).

No que diz respeito aos danos materiais, os relatos divergem, e não se encontra actualmente disponível nenhuma informação oficial e actualizada do Governo de Moçambique. Em traços gerais, a informação que se encontra é seguidamente descrita. De acordo com o USGS (2006b) pelo menos 160 edifícios foram danificados nas regiões de Espungabera, Beira e Chimoio. O Portal do Governo de Moçambique (2006d) refere o surgimento de um “*desnível de dois metros entre dois blocos de terra num comprimento de aproximadamente 1,5 quilómetros, para além de uma cratera de grandes dimensões*”. Na mesma notícia são mencionados danos a 19 salas de aulas, ao sistema de abastecimento de água de Chitobe e a cerca de 300 residências. Ainda numa notícia de Março do mesmo portal (Portal do Governo de Moçambique, 2006b) citando uma informação de 26 de Fevereiro da Agência de Informação de Moçambique refere que o sismo de 23 de

Fevereiro acentuou a degradação das pontes-cais Inhambane – Maxixe levando à realização de uma intervenção de emergência consistindo “*na colocação de suportes da respectiva plataforma, e na reposição do corrimão direito da ponte cais de Inhambane*”. Fenton e Bommer (2006) estimam em cerca de 300 o número de habitações danificadas, e ainda 8 lojas pequenas e 5 escolas (Figura 3.12). Estes autores duvidam ainda da ocorrência de danos estruturais devidos ao sismo em edifícios na Beira, não tendo encontrado na cidade provas de tais danos. Afirmam que, embora a cidade apresente muitos edifícios com danos estruturais, estes antecedem a ocorrência do sismo, sendo resultantes na maior parte dos casos de assentamentos diferenciais.



Figura 3.12: Danos resultantes do sismo de Machaze (*imagem cedida por J.J. Bommer*).

O USGS (2006b) atribuiu ao sismo a intensidade (na escala de Mercalli Modificada) de V em Maputo e na Beira. No entanto, Fenton e Bommer (2006) sugerem que em Maputo a intensidade não passou de IV mas que na Beira pode ter atingido o grau VI. Afirmam ainda que, de forma surpreendente, muitos dos edifícios na zona do epicentro não sofreram danos consideráveis, tendo os mais afectados sido os construídos em alvenaria. De uma forma geral, consideram difícil encontrar vestígios (mesmo em zonas muito próximas da fonte do sismo) que atribuam ao sismo uma intensidade superior a VII – VIII, o que de certa forma

é previsto pelo estudo de Ambraseys e Adams (1991) em que é afirmado que “*a avaliação macrosísmica é dificultada pela resistência das construções nativas aos abalos sísmicos*”. Uma das possíveis causas do reduzido número de danos observados pode estar relacionada com a redução das amplitudes para períodos menores – em que estariam as frequências da maior parte das estruturas nas imediações da fonte, devido à sua reduzida dimensão – e amplificação das amplitudes para períodos mais longos pelo solo mole do local – tanto que a maior parte das estruturas que sofreram danos eram de dimensões relativamente maiores. Importa no entanto salientar que as consequências deste sismo só não foram maiores por o epicentro ter sido numa zona esparsamente habitada, e longe de qualquer cidade com edifícios de maiores dimensões.

O sismo de Machaze teve origem na rotura de uma falha previamente não identificada (Fenton e Bommer, 2006), que pode tanto ser uma “falha antiga e lenta” (Crone *et al.*, 1997) ou uma estrutura nova relacionada com a propagação do *rift* para o Sul (Fenton e Bommer, 2006). Seja qual for a explicação, a ocorrência de um sismo de magnitude tão elevada, numa zona de certa forma inesperada, justifica a realização duma minuciosa avaliação da perigosidade sísmica em Moçambique – dada a real possibilidade de existência de mais alguma falha não identificada, ainda mais próxima de alguma cidade ou infra-estrutura vital para o país.

A consideração de todos estes factos é razão mais que suficiente para que se considere a ocorrência de sismos como um factor importante na fase de dimensionamento de estruturas em Moçambique. A recente actividade sísmica serviu como um alerta para a população em geral e para os responsáveis pelo sector da construção em particular.

3.4 Regulamentação para o Dimensionamento Sísmico em Moçambique

Em parte pela consideração de que em Moçambique o risco sísmico é reduzido e em parte pelas diferentes prioridades que se verificaram no país durante os anos de guerra civil e actualmente na presença de outras calamidades naturais presentemente mais devastadoras,

não existe no país regulamentação específica para o dimensionamento sísmico. Segundo informação do Ministério das Obras Públicas e Habitação (MOPH) da República de Moçambique o regulamento recomendado para o dimensionamento de estruturas em betão armado é o *Regulamento de Estruturas de Betão Armado* de 1987 e para o dimensionamento de estruturas metálicas/mistas é o *Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios* (REAE, 1986), a quantificação de acções estáticas deve feita com base no *Regulamento de Segurança de Edifícios e Pontes* de 1977. Dada a inexistência de dois dos regulamentos referidos assume-se que ocorreu um erro na transmissão da informação do MOPH, erro cuja verificação não foi possível, em relação a alguns dos regulamentos. A referência ao *Regulamento de Estruturas de Betão Armado* de 1987 é provavelmente uma referência ao *Regulamento de Estruturas de Betão Armado* (REBA, 1967) ou ao *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado* (REBAP, 1983), assim como a referência ao *Regulamento de Segurança de Edifícios e Pontes* de 1977 é provavelmente uma referência ao *Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes* (RSEP, 1961) ou ao *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes* (RSA, 1983). Os regulamentos mencionados são versões integrais dos regulamentos portugueses com o mesmo nome, não havendo adaptação nenhuma (em particular para a quantificação de acções) para a realidade Moçambicana. Embora a utilização do REBAP tenha implícitas disposições construtivas que têm em conta os efeitos da acção sísmica, a quantificação desta acção (conforme descrita no RSA para Portugal) é ignorada no dimensionamento de estruturas em Moçambique. Muitos engenheiros em Moçambique, de acordo com Fenton e Bommer (2006), consideram que a utilização destes regulamentos (que são sem dúvida conservativos) levam ao sobredimensionamento das estruturas o que pode inadvertidamente levar a uma maior resistência lateral quando sujeitas a acções sísmicas. É de referir que na opinião baseada na experiência do autor (que obteve em 2004 a licenciatura em Engenharia Civil pela Universidade Eduardo Mondlane em Maputo) e na opinião de muitos profissionais formados em Moçambique ao longo dos últimos 30 anos a consideração de qualquer tipo de acção sísmica, ou mesmo a utilização de qualquer consideração “empírica” no dimensionamento visando ter em conta qualquer eventual (ainda que improvável) abalo, é inexistente.

CAPÍTULO 4

AVALIAÇÃO DE PERIGOSIDADE SÍSMICA

4.1 Introdução

Uma definição genérica de *perigosidade* ou *casualidade sísmica* é “a possibilidade de ocorrência de efeitos potencialmente destrutivos causados por um sismo, num local particular e num período específico de tempo – por regra relacionado com a vida útil do projecto em estudo” (Bommer, 2005). Cabral (2003) define a perigosidade sísmica como um importante perigo geológico caracterizado pelo efeito potencial das ondas sísmicas, e pela acção de outros fenómenos associados aos eventos sísmicos.

A avaliação da perigosidade sísmica tem por objectivo determinar a natureza e intensidade de eventuais movimentos sísmicos num local específico, para futuras ocorrências. Uma análise de perigosidade pode ou não incluir a avaliação da probabilidade de ocorrência destes movimentos.

Como representado no esquema da Figura 4.1, a rotura de uma falha pode causar três “efeitos directos”: a rotura da superfície da falha, um *tsunami* e movimentos sísmicos do solo. A rotura da superfície da falha constitui uma ameaça séria para qualquer estrutura, e por regra a maneira mais eficaz de evitar este risco (aplicável para empreendimentos em fase de projecto) é implantar as estruturas a uma distância suficientemente afastada do traçado das falhas conhecidas. A rotura de falhas no fundo do oceano pode dar origem a *tsunamis*, que podem ter efeitos devastadores como demonstrado pelo *tsunami* de 26 de Dezembro de 2004. No entanto, é como resultado dos movimentos sísmicos do solo (que geram abalos, deslizamentos de terra e liquefacção dos solos) que mais vítimas e

destruição são causadas (Bird e Bommer, 2004; Bolt, 2004; Scawthorn 2003a, 2003b; Ziony, 1976).

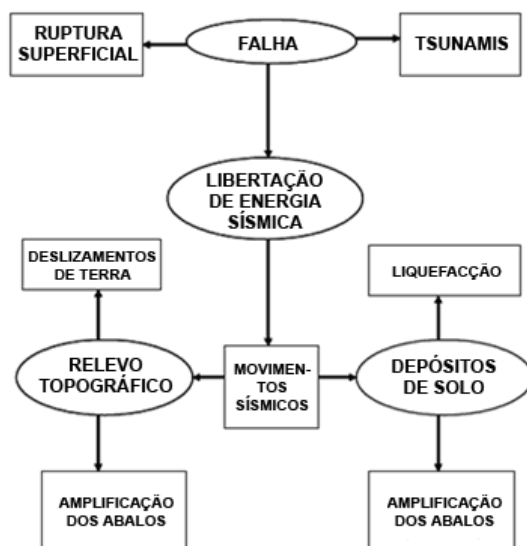


Figura 4.1: Perigos sísmicos resultantes de processos sísmicos e da sua interação com o meio-ambiente (adaptado de Bommer e Boore, 2005).

A avaliação da perigosidade sísmica só tem importância no contexto da avaliação e mitigação do *risco sísmico* (Bommer, 2005). O risco sísmico é definido como a probabilidade de ocorrência de perdas humanas, sociais, físicas ou económicas resultantes dos efeitos de um sismo. Resulta da conjugação de três factores: *perigosidade sísmica*, *exposição* (correspondente à população, infra-estruturas e actividades comerciais num determinado local) e *vulnerabilidade* (que corresponde à probabilidade dos elementos expostos sofrerem um determinado nível de dano quando sujeitos a um determinado nível de movimento sísmico).

Pretendendo-se fazer uma avaliação da perigosidade sísmica numa cidade ou região, a escolha entre uma *abordagem probabilística* e uma *abordagem determinística* apresenta-se como uma das decisões fundamentais a tomar. Embora apresentadas muitas vezes como análises de certa forma “opostas”, Bommer (2005) afirma que estas têm muito mais em comum do que de diferente. Diversos autores (e.g. Reiter, 1990; McGuire, 2001; Bommer, 2002) defendem o ponto de vista que uma análise de perigosidade sísmica deve adoptar aspectos das duas abordagens, adequadas ao caso específico.

Os elementos base de qualquer avaliação de perigosidade, independentemente das metodologias aplicadas, são (Bommer, 2005):

- um modelo de sismicidade, que defina a localização e a magnitude de um eventual sismo futuro;
- um modelo que permita estimar um parâmetro que caracterize o movimento sísmico resultante no local em estudo devido a cada modelo de sismicidade (este segundo modelo é, por regra, uma *equação de atenuação*).

No que diz respeito ao modelo de sismicidade, as diferenças entre as análises probabilística e determinística são:

- Numa análise determinística é apenas necessário definir a localização e magnitude correspondentes aos maiores sismos que se considere plausível ocorrerem. O tamanho máximo do sismo é determinado pela maior magnitude que uma determinada fonte sísmica pode gerar, sendo a fonte considerada à menor distância possível do local em estudo.
- Para se efectuar uma análise probabilística o modelo de sismicidade é muito mais complicado. Este deve definir a possível localização de todos os cenários de sismos futuros assim como a frequência de ocorrência de sismos de diferentes magnitudes numa mesma localização. A análise probabilística define zonas de fonte sísmica (que podem ser falhas ou áreas genéricas consideradas como fontes) assumindo que um sismo tem a mesma probabilidade de ocorrência em qualquer local dessa zona. A frequência de ocorrência do modelo de sismicidade é dada por uma relação de recorrência que define a frequência média anual de ocorrência de sismos de diferentes magnitudes.

Segundo Abrahamson (2000), uma análise probabilística é bastante mais complexa de realizar do que uma análise determinística, mas não passa, na sua essência, de uma série de análises determinísticas em que é estimada a frequência de recorrência de cada sismo. Bommer (2002) afirma que a única vantagem das análises determinísticas é a sua simplicidade de execução, e que são por essa razão recomendadas em situações em que se

pretenda fazer uma avaliação de perigosidade sísmica em prazos curtos, devido ao facto de uma análise probabilística cuidada não poder ser levada a cabo em pouco tempo – a não ser que seja para uma região para a qual o analista já tenha feito análises prévias, e possua dados tratados e definidos.

Para utilizar uma equação de atenuação (modelo que caracteriza um ou mais parâmetros do movimento sísmico) é necessário que haja, essencialmente, informação sobre os seguintes três factores (já referidos quando da abordagem geral das equações de atenuação): a *fonte do sismo*, representada pela magnitude do sismo e pelo mecanismo da falha; o *percurso das ondas sísmicas*, representado pela distância da fonte ao local em estudo; os *efeitos da geologia superficial do local em estudo*, que podem ser estimados pela inclusão na equação de atenuação de um termo específico (geralmente dependente da velocidade média das ondas de corte nos 30 m superficiais (V_{30}) tratada no Capítulo 2) podendo, alternativamente, a análise ser feita estimando os movimentos na camada base de rocha do local e analisando posterior e separadamente a resposta dinâmica do local.

Identificados os constrangimentos à realização de uma análise probabilística, todos eles aplicáveis ao presente estudo – tempo limitado por razões de financiamento e do programa desta tese, inexistência de dados previamente analisados para a região e de certa forma a inexistência de quaisquer dados relevantes relativos à actividade sísmica em Moçambique – foi decidido proceder a uma série de análises determinísticas utilizando a pouca informação disponível, recolhida ao longo da elaboração do estudo.

4.2 Casos de Estudo – Modelos de Sismicidade

Pretendendo o presente estudo fazer uma avaliação de perigosidade sísmica em algumas regiões de Moçambique, foi necessário definir um modelo de sismicidade. Ou seja, como explicado anteriormente, foi necessário definir uma fonte sísmica e a magnitude máxima possível de um sismo gerado por essa fonte e, determinado o local a estudar, definir a menor distância entre a fonte sísmica e o local.

Segundo Page (1976), em regiões com actividade sísmica superficial em que haja insuficiência de registos de actividade sísmica, as estimativas da máxima magnitude possível são geralmente determinadas a partir do comprimento de falhas geológicas conhecidas recorrendo a equações empíricas – no presente estudo serão usadas as equações empíricas desenvolvidas por Wells e Coppersmith (1994). De uma forma geral, e como seria de esperar, pode ser dito que quanto maior o comprimento da falha maior o sismo que pode ser gerado nessa falha (Ziony, 1976).

Dada a reduzida quantidade de dados relativos à localização de falhas activas na região, foi considerado o mapa (apresentado no Capítulo 3 e repetido na Figura 4.3) com a localização aproximada de falhas elaborado por Vasconcelos (2006) para a definição da localização e dimensão das fontes sísmicas.

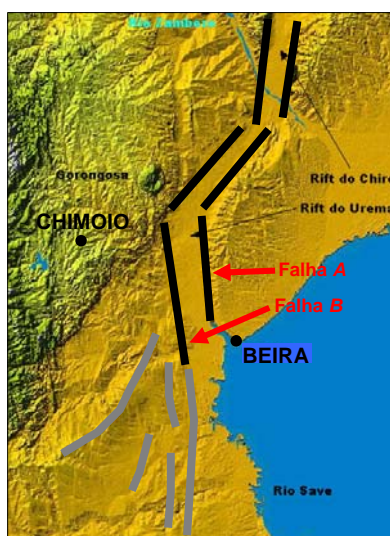


Figura 4.2: Localização de falhas no Centro de Moçambique (adaptado de Vasconcelos, 2006)

Como *local de estudo* foram escolhidas as capitais de província mais próximas das falhas consideradas, portanto a cidade do Chimoio e a cidade da Beira. Ambas encontram-se localizadas a cerca de 200 km do epicentro do recente sismo de Machaze (magnitude 7,0), e a 100 km do sismo de Maio de 1951 (magnitude 6,0).

4.2.1 A Cidade da Beira

A cidade da Beira é a capital da província de Sofala, e tem cerca de 400 000 habitantes distribuídos por uma área de 633 km^2 (densidade populacional 630 habs/km^2). Através da análise do mapa da Figura 4.3 é possível inferir uma distância de aproximadamente 25 km até à falha mais próxima (falha *A*) que se prolonga ao longo de cerca de 115 km .

Dada a incerteza da localização e dimensão da falha definida como fonte, serão feitas variações dos valores dos parâmetros que a definem (comprimento e localização). Com estas variações pretende-se cobrir uma gama de possíveis distâncias e magnitudes – diferentes cenários de ocorrência de um sismo – de modo a que seja obtida uma ideia geral da perigosidade sísmica.

A magnitude máxima que pode ser gerada pela falha foi definida a partir das relações empíricas de Wells e Coppersmith (1994) assumindo que ocorrerá rotura sub-superficial da falha ao longo de todo o seu desenvolvimento:

$$M_w = a + b \times \log(RLD) \quad (4.1)$$

em que a é 4,38, b é 1,49, RLD é o valor do comprimento da rotura sub-superficial da falha que passará a ser chamado L . A Equação 4.1 passa portanto a:

$$M_w = 4,38 + 1,49 \times \log(L) \quad (4.2)$$

Para compensar as já referidas incertezas relacionadas com a dimensão e localização da fonte sísmica, L terá como base o valor 115 km e sofrerá variações de 25 km alcançando o valor máximo de 165 km e o mínimo de 65 km . A distância da falha à cidade da Beira ($r=r_{jb}=r_{rup}$) sofrerá incrementos/reduções de 2 km a partir do valor base 25 km , até ao valor mínimo de 15 km e máximo de 35 km . Os resultados da Equação 4.2 para os diferentes valores de L encontram-se na Tabela 4.1.

Tabela 4.1: Variação de M_w com o comprimento de rotura da falha, relações de Wells e Coppersmith (1994) – Beira

$L \text{ [km]}$	65	90	115	140	165
M_w	7,1	7,3	7,5	7,6	7,7

De acordo com Vasconcelos (2006), a cidade da Beira assenta sobre areias e solos de cobertura que têm a propriedade de ampliar as ondas sísmicas – aumentando a amplitude de vibração da superfície. Adicionalmente, o facto destes solos não serem consolidados pode levar à ocorrência de liquefacção quando saturados. Para ter em consideração a influência do solo no local, sabendo que o solo na cidade da Beira é descrito qualitativamente como um solo mole (para enquadramento na classificação de solos do NEHRP, Tabela 2.1) e tendo em conta a opinião (em comunicação pessoal) de Fenton e Bommer – que estiveram na Beira no decorrer do trabalho de campo efectuado relacionado com Fenton e Bommer (2006) – assumir-se-ão dois valores de V_{30} : 150 m/s de acordo com as recomendações de Bozorgnia e Campbell (2004) (Tabela 2.1) e 200 m/s de acordo com as recomendações pessoais de Fenton e Bommer.

4.2.2 A Cidade do Chimoio

O Chimoio é a capital da província de Manica e tem uma população de cerca de 170 000, distribuída por 174 km² (densidade populacional 980 hab/km²). Voltando ao mapa da Figura 4.3, é possível determinar uma distância de cerca de 80 km entre a cidade e a falha mais próxima (falha B) que se prolonga ao longo de cerca de 150 km.

Tal como para o caso de estudo anterior, serão efectuadas variações paramétricas ao comprimento de rotura da falha e à sua localização em relação à cidade. O procedimento, e fórmulas de cálculo da magnitude máxima (em função do comprimento de rotura da falha) são os usados para o caso anterior. É assumido para a falha um valor inicial de L igual a 150 km, que sofrerá variações de 25 km alcançando os valores extremos de 100 km e 200 km. Da mesma forma que se procedeu para a cidade da Beira, entre a falha e a cidade do Chimoio ($r=r_{jb}=r_{rup}$) sofrerá incrementos/reduções de 2 km a partir do valor base 80 km, até ao valor mínimo de 70 km e máximo de 90 km. Os resultados da Equação 4.2 para as variações de L encontram-se na Tabela 4.2.

Tabela 4.2: Variação de M_w com o comprimento de rotura da falha, relações de Wells e Coppersmith (1994) – Chimoio

L [km]	100	125	150	175	200
M_w	7,4	7,5	7,6	7,7	7,8

De momento a informação disponível sobre a geologia do Chimoio é baseada numa comunicação pessoal de Bommer e Fenton. Nesta consideram o solo do Chimoio como sendo um depósito de solo residual sobre uma camada de rocha Pré-câmblica. Consideram que o valor de V_{30} para este solo (considerando-o um solo resistente) esteja no intervalo 360 e 760 m/s, sugerindo a adopção de um valor da ordem dos 500 m/s. No entanto, Bozorgnia e Campbell (2004) como apresentado na Tabela 2.1 afirmam que no mesmo intervalo o valor a ser adoptado, quando não haja maneira de proceder a melhores estimativas de V_{30} , deve ser 560 m/s. Para este estudo utilizar-se-ão os dois valores propostos.

4.3 Equações de Atenuação Utilizadas

As equações de atenuação são, como descrito no princípio deste capítulo, um modelo usado para caracterizar um ou mais parâmetros do movimento sísmico no local em estudo.

Já foi referido, quando feita a abordagem da sismicidade em Moçambique, que as falhas que se encontram no país geram sismos *continentais superficiais*. Dada a inexistência de equações de atenuação específicas para Moçambique, foram consideradas equações de atenuação desenvolvidas para regiões continentais tectonicamente activas e caracterizadas por actividade sísmica superficial – considerando-se que a presença do *rift da África Oriental* torna esta região tectonicamente activa. As equações consideradas deveriam ter sido desenvolvidas especificamente para mecanismos de falha normal, ou possuir algum termo que permitisse ter em consideração o tipo de mecanismo da falha – de modo a que se pudesse ajustar este ao caso específico de Moçambique (mecanismo de falha normal).

As equações consideradas no estudo foram as equações de Ambraseys *et al.* (2005), Akkar e Bommer (2006), Boore e Atkinson (2006) e Campbell e Bozorgnia (2006). De entre as diversas formulações existentes para a atenuação de movimentos sísmicos, estas foram seleccionadas considerando as recomendações baseadas na extensa experiência em avaliação de perigosidade sísmica do co-orientador do presente trabalho, e as

recomendações de Cotton *et al.* (2006). Todas as equações escolhidas são de desenvolvimento muito recente, sendo as de Ambraseys *et al.* (2005) e as de Akkar e Bommer (2006) desenvolvidas para a Europa e Médio Oriente, e as de Boore e Atkinson (2006), e Campbell e Bozorgnia (2006) desenvolvidas para os EUA. Esta escolha de equações foi feita com o objectivo de ter equações representativas dos sismos típicos da costa ocidental dos EUA e da Europa e Médio Oriente. Segundo Douglas (2004), podem ser observadas diferenças nos registos de movimentos sísmicos da Califórnia e Europa, apresentando os da Califórnia maior amplitude para as mesmas magnitudes e distâncias. No entanto, Chen e Atkinson (2002) ao investigarem registos de regiões diferentes (incluindo a Califórnia e Turquia) concluíram que os registos são em regra semelhantes. Bommer (2006) afirma que, aparentemente, não se encontram diferenças significativas nos registos de movimentos sísmicos de sismos continentais superficiais em regiões distintas. A escolha de equações de diferentes zonas pretende, portanto, ter em consideração eventuais diferenças de resultados como as observadas por Douglas (2004), considerando paralelamente válidas as conclusões de Chen e Atkinson (2002) ao utilizar equações de atenuação não desenvolvidas para Moçambique de acordo com a hipótese de semelhança de resultados para diferentes regiões.

Os resultados obtidos neste capítulo serão considerados como a acção sísmica actuante nas análises levadas a cabo de acordo com a metodologia DBELA (Capítulo 5). É de salientar que a introdução da acção sísmica na referida metodologia é feita através de espectros de deslocamento. Da aplicação das equações de atenuação utilizadas neste estudo (com excepção da equação de Akkar e Bommer (2006) que fornece directamente as ordenadas dos espectros de deslocamento) são obtidos os valores das ordenadas dos espectros de aceleração. As ordenadas espectrais deverão portanto ser convertidas de acelerações para deslocamentos recorrendo à relação definida pela Equação 2.8.

4.3.1 Modelo de Ambraseys, Douglas, Sarma e Smit

A expressão de Ambraseys *et al.* (2005), a seguir exposta, foi desenvolvida por Ambraseys, Douglas, Sarma e Smit, e obtida a partir de registos sísmicos da Europa e Médio Oriente utilizando a base de dados de movimentos sísmicos do Imperial College. A expressão deduzida permite determinar a aceleração de pico do terreno e valores da pseudo-aceleração, sendo válida para sismos de magnitude M_W maior ou igual a 5 e para distâncias à falha não superiores a 100 km. Os valores da pseudo-aceleração são obtidos para um factor de amortecimento de 5% do amortecimento crítico, para uma gama de períodos de 0 a 2,5 s, e representam a maior componente horizontal do movimento sísmico.

São consideradas as seguintes variáveis:

- magnitude (magnitude de momento M_W);
- distância (menor distância horizontal à projecção vertical do plano de rotura da falha – r_{jb} [km]).

A equação tem a seguinte forma:

$$\log Y = a_1 + a_2 M_W + (a_3 + a_4 M_W) \log \sqrt{r_{jb}^2 + a_5^2} + a_6 S_S + a_7 S_A + a_8 F_N + a_9 F_T + a_{10} F_O \quad (4.3)$$

onde:

- Os coeficientes a_i têm valores tabelados (Ambraseys *et al.*, 2005);
- $S_S = 1$ para solos moles ($180 < V_{30} \leq 360$ [m/s]) e 0 para os outros casos,
- $S_A = 1$ para solos resistentes ($360 < V_{30} \leq 750$ [m/s]) e 0 para os outros casos;
- $F_N = 1$ para falhas normais e 0 para os outros casos,
- $F_T = 1$ para falhas inversas e 0 para os outros casos;
- $F_O = 1$ para falhas não enquadradas nas definições mais usuais (odd faulting) e 0 para os outros casos.

4.3.2 Modelo de Akkar e Bommer

Akkar e Bommer (2006) desenvolveram equações que permitem prever a de pico do terreno, e as ordenadas de espectros de deslocamento para diversos períodos entre 0,05 e 4,0 s e para factores de amortecimento de 2, 5, 10, 20 e 30% do amortecimento crítico. Estas equações foram desenvolvidas com base em 532 acelerogramas resultantes de registos de movimentos sísmicos da Europa e do Médio Oriente e são aplicáveis a sismos com magnitudes M_W entre 5,0 e 7,6, a distâncias não superiores a 100 km. As limitações impostas na consideração da magnitude levam a que esta equação não possa ser usada para avaliar todos os cenários sísmicos considerados. Não será possível considerar os cenários correspondentes às magnitudes superiores a 7,6.

São consideradas as seguintes variáveis:

- magnitude (magnitude de momento M_W);
- distância (menor distância horizontal à projecção vertical do plano de rotura da falha – r_{jb} [km]).

O formato da equação para a obtenção das ordenadas do espectro de deslocamento é:

$$\log Y = b_1 + b_2 M_W + b_3 M_W^2 + (b_4 + b_5 M_W) \log \sqrt{r_{jb}^2 + b_6^2} + b_7 S_S + b_8 S_A + b_9 F_N + b_{10} F_R \quad (4.4)$$

onde:

- os coeficientes b_i têm valores tabelados (Akkar e Bommer, 2006);
- $S_S = 1$ para solos moles ($180 < V_{30} \leq 360$ [m/s]) e 0 para os outros casos,
- $S_A = 1$ para solos resistentes ($360 < V_{30} \leq 750$ [m/s]) e 0 para os outros casos;
- $F_N = 1$ para falhas normais e 0 para os outros casos,
- $F_R = 1$ para falhas inversas e 0 para os outros casos;

O valor da aceleração de pico do terreno é obtido através da equação:

$$\begin{aligned} \log PGA = & 1,647 + 0,767M_W - 0,074M_W^2 + (-3,162 + 0,321M_W) \log \sqrt{r_{jb}^2 + 7,682^2} \\ & + 0,105S_S + 0,020S_A - 0,045F_N + 0,085F_R \end{aligned} \quad (4.5)$$

em que S_S , S_A , F_N e F_R têm o significado já referido para a Equação 4.4.

4.3.3 Modelo de Boore e Atkinson

Estas equações foram desenvolvidas por David M. Boore e Gail M. Atkinson, no âmbito do projecto Next Generation Attenuation (NGA) do Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) para o desenvolvimento de relações empíricas para caracterização do movimento sísmico. As relações foram obtidas utilizando a base de dados do NGA.

As equações aqui apresentadas permitem prever a aceleração de pico do terreno, velocidade de pico do terreno e pseudo-acelerações para um factor de amortecimento de 5% do amortecimento crítico, e para os períodos 0,1; 0,2; 1; 2 e 3 segundos. Os parâmetros do movimento sísmico obtidos com estas relações são valores independentes da orientação do instrumento usado para registar o movimento horizontal.

As variáveis utilizadas são:

- magnitude (magnitude de momento M_W);
- distância, que tal como no caso anterior é a menor distância horizontal à projecção vertical do plano de rotura da falha (r_{jb});
- caracterização do solo local, feita pela introdução na expressão do parâmetro V_{30} .

A equação de Boore e Atkinson (2006) para estimar movimentos sísmicos tem a seguinte forma:

$$\ln Y = F_M(M_W) + F_D(r_{jb}, M_W) + F_S(V_{30}, r_{jb}, M_W) + \varepsilon_{TU} + \varepsilon_{TM} \quad (4.6)$$

Em que σ_{TU} e σ_{TM} são, respectivamente, 1 e 0 ou 0 e 1, caso o mecanismo da falha seja não especificado ou especificado.

A componente que representa o *efeito da magnitude e do tipo de falha* é determinada pela seguinte equação:

$$\left. \begin{array}{l} \text{se } M_w \leq M_h: \\ F_M(M_w) = e_1 U + e_2 S + e_3 N + e_4 R + e_5 (M_w - M_h) + e_6 (M_w - M_h)^2 \\ \\ \text{se } M_w > M_h: \\ F_M(M_w) = e_1 U + e_2 S + e_3 N + e_4 R + e_7 (M_w - M_h) + e_8 (M_w - M_h)^2 \end{array} \right\} \quad (4.7)$$

Em que M_h , e_1 , e_2 , e_3 , e_4 , e_5 , e_6 , e_7 e e_8 são coeficientes obtidos a partir de tabelas (Boore e Atkinson, 2006), e U , S , N e R definem o tipo de mecanismo da falha:

Tabela 4.3: Valores a atribuir a U , S , N e R para definir o Tipo de Falha, Boore e Atkinson (2006)

Tipo de Falha	U	S	N	R
Não-especificado	1	0	0	0
Transcorrente	0	1	0	0
Normal	0	0	1	0
Inversa	0	0	0	1

O *efeito da distância* é quantificado pela seguinte equação:

$$F_D(r_{jb}, M_w) = [c_1 + c_2(M_w - M_{ref})] \ln(r/r_{ref}) + [c_3 + c_4(M_w - M_{ref})](r - r_{ref}) \quad (4.8)$$

sendo:

$$r = \sqrt{r_{jb}^2 + h^2} \quad (4.9)$$

e M_{ref} , r_{ref} , c_1 , c_2 , c_3 , c_4 e h coeficientes tabelados (Boore e Atkinson, 2006).

A *influência do local* é caracterizada por um termo linear e por um termo não-linear:

$$F_S(V_{30}, M_w, r_{jb}) = F_{LIN} + F_{NL} \quad (4.10)$$

O termo linear é determinado de acordo com a equação:

$$F_{LIN} = b_{lin} \ln(V_{30}/V_{ref}) \quad (4.11)$$

em que b_{lin} é um coeficiente tabelado (Boore e Atkinson, 2006) e $V_{ref} = 760 \text{ m/s}$.

O termo não-linear é definido por:

$$\left. \begin{aligned} & \text{se } pga4nl \leq a_1 : \\ & F_{NL} = b_{nl} \ln(pga_low/0,1) \\ \\ & \text{se } a_1 < pga4nl \leq a_2 : \\ & F_{NL} = b_{nl} \ln(pga_low/0,1) + c [\ln(pga4nl/a_1)]^2 + d [\ln(pga4nl/a_1)]^3 \\ \\ & \text{se } pga4nl > a_2 : \\ & F_{NL} = b_{nl} \ln(pga4nl/0,1) \end{aligned} \right\} \quad (4.12)$$

onde pga_low é 0,06g e $pga4nl$ é o valor aproximado da aceleração de pico em solos rochosos, resultante da aplicação da Equação 4.6 desprezando o termo correspondente à influência dos efeitos de sítio e usando coeficientes específicos tabelados (Boore e Atkinson, 2006); a_1 e a_2 são iguais a 0,03g e 0,09g respectivamente.

os coeficientes c e d são determinados por:

$$\left\{ \begin{aligned} c &= (3b_{nl} \ln(a_2/0,06) - b_{nl} \ln(a_2/a_1)) / (\ln(a_2/a_1))^2 \\ d &= -(2b_{nl} \ln(a_2/0,06) - b_{nl} \ln(a_2/a_1)) / (\ln(a_2/a_1))^3 \end{aligned} \right. \quad (4.13)$$

e o coeficiente b_{nl} , dependente de V_{30} , é determinado por:

$$\left\{ \begin{aligned} & \text{para } V_{30} \leq 180: \\ & b_{nl} = b_1 \\ \\ & \text{para } 180 < V_{30} \leq 300: \\ & b_{nl} = [(b_1 - b_2) \ln(V_{30}/300)] / [\ln(180/300)] + b_2 \\ \\ & \text{para } 300 < V_{30} \leq 760: \\ & b_{nl} = b_2 \ln(V_{30}/760) / \ln(300/760) \\ \\ & \text{para } V_{30} > 760: \\ & b_{nl} = 0 \end{aligned} \right\} \quad (4.14)$$

sendo b_1 e b_2 coeficientes tabelados (Boore e Atkinson, 2006).

4.3.4 Modelo de Campbell e Bozorgnia

Desenvolvidas, tais como as relações de Boore e Atkinson (2006), como parte do projecto NGA e tendo como base de investigação a mesma base de dados, as expressões de Campbell e Bozorgnia (2006) permitem obter os valores de aceleração e velocidade máxima do solo, assim como da pseudo-aceleração para um factor de amortecimento de 5% do amortecimento crítico e períodos seleccionados no intervalo de 0,01 a 10 s.

As variáveis utilizadas nestas equações são:

- magnitude (magnitude de momento M_W);
- distância, definida como a menor distância ao plano de rotura da falha ($r_{rup} - [km]$);
- a profundidade a que se encontra a parte superior da rotura da falha ($Z_{TOR} - [km]$);
- a caracterização do solo local é feita pelo parâmetro $V_{30} - [m/s]$;
- $Z_{2,5}$ que é a profundidade, em km , a que se encontra o horizonte correspondente a uma velocidade de ondas de corte de 2,5 km/s .

Quando desconhecido o valor de $Z_{2,5}$, este parâmetro pode ser ignorado, de acordo com as recomendações dos autores, pela atribuição ao parâmetro de um valor entre 1 e 3 km .

Para os casos de estudo considerados, assumindo-se que a rotura da falha será superficial (como o foi no caso do sismo de Machaze), r_{rup} será igual a r_{jb} , e Z_{TOR} será 0.

Nas equações apresentadas de seguida os valores dos coeficientes c_i e k_i encontram-se tabelados (Campbell e Bozorgnia, 2006).

De acordo com o exposto na Tabela 4.4 esta equação impõe limites de aplicação que, infelizmente, limitam a sua aplicabilidade aos casos em análise no presente estudo.

Tabela 4.4: Limites de aplicação da equação de Campbell e Bozorgnia (2006)

Característica	Limite
Magnitude (falhas normais)	4,0 – 7,5
Distância à falha	0 – 200 km
V_{30}	180 – 1500 m/s

Estes limites levam a que, no caso da cidade da Beira, apenas se possa fazer a análise para as magnitudes 7,1, 7,3 e 7,5, e para o valor de V_{30} sugerido por Fenton e Bommer de 200 m/s. No caso da cidade do Chimoio serão analisadas as magnitudes 7,4 e 7,5.

A forma geral da relação de Campbell e Bozorgnia é:

$$\ln Y = f_{mag} + f_{dis} + f_{flt} + f_{hng} + f_{site} + f_{sed} + \varepsilon \quad (4.15)$$

sendo:

- f_{mag} dependente da magnitude, e definida por:

$$f_{mag} = \begin{cases} \text{para } M_w \leq 5,5 & \Rightarrow c_0 + c_1 M_w \\ \text{para } 5,5 < M_w \leq 6,5 & \Rightarrow c_0 + c_1 M_w + c_2 (M_w - 5,5) \\ \text{para } M_w > 6,5 & \Rightarrow c_0 + c_1 M_w + c_2 (M_w - 5,5) + c_3 (M_w - 6,5) \end{cases} \quad (4.16)$$

- f_{flt} dependente do tipo de falha, e definida por:

$$f_{flt} = c_7 F_{RV} f_{flt,Z} + c_8 F_{NM} \quad (4.17)$$

$$f_{flt,Z} = \begin{cases} \text{se } Z_{TOR} < 1 & \Rightarrow Z_{TOR} \\ \text{se } Z_{TOR} \geq 1 & \Rightarrow 1 \end{cases} \quad (4.18)$$

em que F_{RV} e F_{NM} são indicadores que representam falhas inversas/inversas-obliquas e normais/normais-obliquas, respectivamente, definidas de acordo com o ângulo do vector de deslizamento (λ): F_{RV} tem valor 1 para $30^\circ < \lambda < 150^\circ$, e 0 para qualquer outro valor de λ ; F_{NM} tem valor 1 para $-150^\circ < \lambda < -30^\circ$, e 0 para qualquer outro valor de λ – o valor de λ para uma falha normal “pura” é -90° .

- f_{hng} dependente do efeito de tecto, definida por:

$$f_{hng} = c_9 f_{hng,R} f_{hng,M} f_{hng,Z} \quad (4.19)$$

em que:

$$f_{hng,R} = \begin{cases} se\ r_{jb} = 0 & \Rightarrow 1 \\ se\ r_{jb} > 0, Z_{TOR} < 1 & \Rightarrow [\max(r_{rup}, \sqrt{r_{jb}^2 + 1}) - r_{jb}] / \max(r_{rup}, \sqrt{r_{jb}^2 + 1}) \\ se\ r_{jb} > 0, Z_{TOR} \geq 1 & \Rightarrow (r_{rup} - r_{jb}) / r_{rup} \end{cases} \quad (4.20)$$

$$f_{hng,M} = \begin{cases} se\ M_W \leq 6,0 & \Rightarrow 0 \\ se\ 6,0 < M_W < 6,5 & \Rightarrow 2(M_W - 6,0) \\ se\ M_W \geq 6,5 & \Rightarrow 1 \end{cases} \quad (4.21)$$

$$f_{hng,Z} = \begin{cases} se\ Z_{TOR} \geq 20 & \Rightarrow 0 \\ se\ Z_{TOR} < 20 & \Rightarrow (20 - Z_{TOR}) / 20 \end{cases} \quad (4.22)$$

- f_{site} dependente do efeito do solo local, definida por:

$$f_{site} = \begin{cases} para\ V_{30} < k_1 & \Rightarrow c_{10} \ln\left(\frac{V_{30}}{k_1}\right) + k_2 \left\{ \ln\left[A_{1100} + c\left(\frac{V_{30}}{k_1}\right)^n\right] - \ln(A_{1100} + c) \right\} \\ para\ V_{30} \geq k_1 & \Rightarrow (c_{10} + k_2 n) \ln\left(\frac{V_{30}}{k_1}\right) \end{cases} \quad (4.23)$$

onde c e n são constantes que valem 1,88 e 1,18 respectivamente.

- f_{sed} dependente do efeito de sedimentos superficiais, caracterizados por $Z_{2,5}$, definida por:

$$f_{sed} = \begin{cases} para\ Z_{2,5} < 1 & \Rightarrow c_{11}(Z_{2,5} - 1) \\ para\ 1 \leq Z_{2,5} \leq 3 & \Rightarrow 0 \\ para\ Z_{2,5} > 3 & \Rightarrow c_{12} k_3 e^{-0,75} [1 - e^{-0,25(Z_{2,5} - 3)}] \end{cases} \quad (4.24)$$

4.4 Resultados

Nesta secção são apresentados e comparados alguns dos resultados mais relevantes obtidos pela aplicação das diferentes equações de atenuação, para os diferentes cenários sísmicos estudados. Após a apresentação dos resultados referentes a cada uma das equações consideradas, será feita uma discussão das principais diferenças e tendências destes.

Como já foi referido, para a aplicação da metodologia DBELA a acção sísmica é introduzida na análise sob a forma de espectros de deslocamento, os resultados apresentados nesta secção serão portanto apresentados sob a forma de espectros de deslocamento.

4.4.1 Modelo de Ambraseys, Douglas, Sarma e Smit

Os resultados da aplicação das equações de Ambraseys *et al.* (2005) são apresentados em gráficos em que se comparam os valores das ordenadas dos espectros de deslocamento (S_d) para diferentes valores de magnitude e distâncias à fonte do sismo.

4.4.1.1 Beira

4.4.1.1.1 Distância à fonte variável e magnitude fixa

Os gráficos apresentados mostram o desenvolvimento do espectro de deslocamento em relação ao período. Cada gráfico é uma representação da variação das ordenadas espectrais com a variação das distâncias à fonte sísmica, para uma magnitude específica. Após análise dos gráficos, foi observado que o seu desenvolvimento é semelhante para os diferentes valores de magnitude. São, portanto, apenas apresentados os gráficos correspondentes às magnitudes mínima, intermédia e máxima consideradas para a cidade da Beira, considerando-se que estes ilustram suficientemente a variação das ordenadas espectrais com a variação da magnitude (encontram-se em Anexo digital os dados correspondentes a todas as magnitudes consideradas).

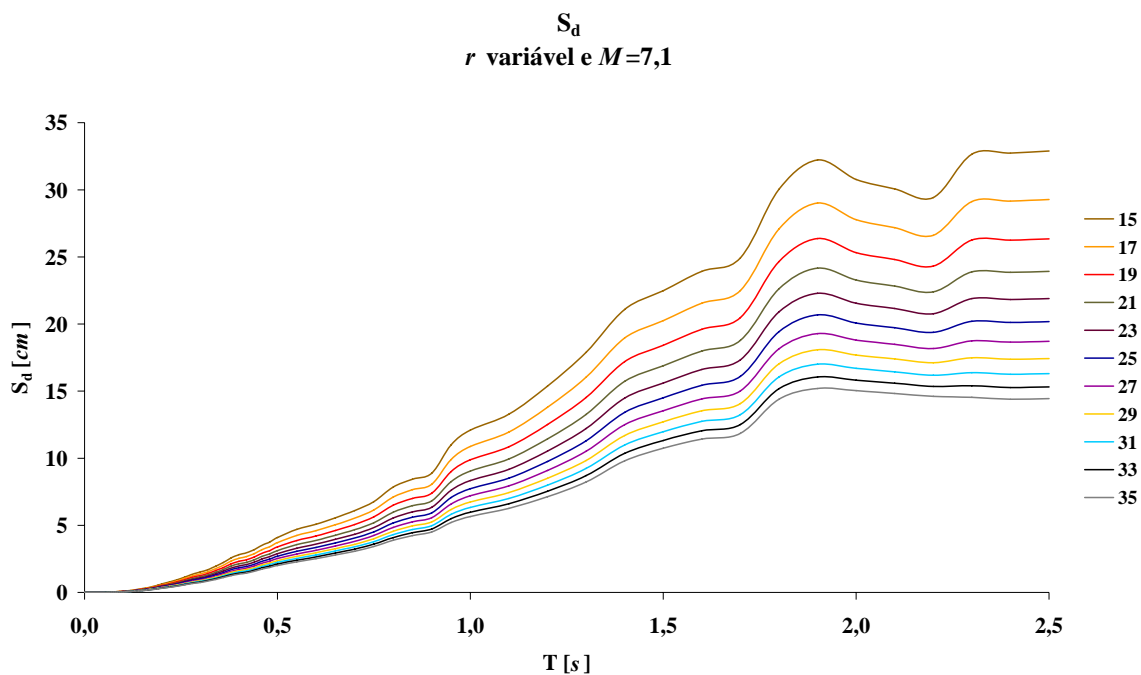


Figura 4.3: S_d para $M_W = 7,1$ e r variável entre 15 e 35 km (Beira; modelo de Ambraseys *et al.*)

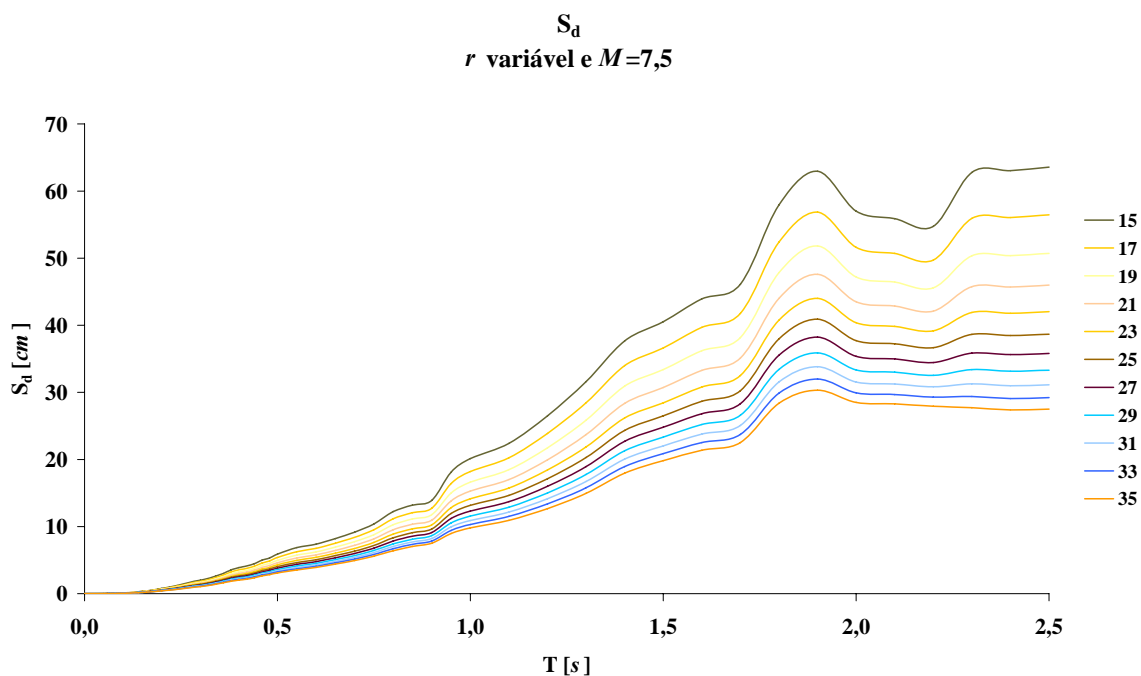


Figura 4.4: S_d para $M_W = 7,5$ e r variável entre 15 e 35 km (Beira; modelo de Ambraseys *et al.*)

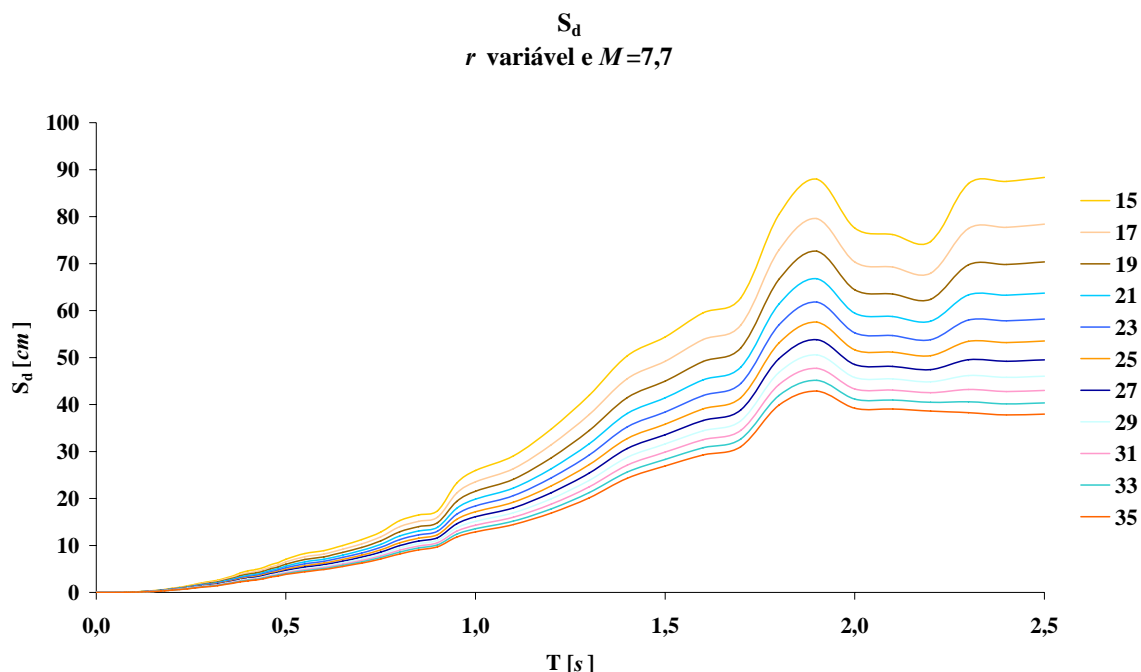


Figura 4.5: S_d para $M_W = 7,7$ e r variável entre 15 e 35 km (Beira; modelo de Ambraseys *et al.*)

As ordenadas espectrais apresentam um crescimento constante (quase linear) até atingirem um pico em $T = 1,9$ s; sofrem depois um pequeno decréscimo e estabilizam num patamar (para distâncias superiores a 29 km); ou, depois do decréscimo, voltam a aumentar alcançando valores da ordem dos alcançados para $T = 1,9$ s quando atingem $T = 2,3$ s formando a partir daí um patamar. É de notar a diferença nos traçados entre as curvas correspondentes a distâncias mais longas (superiores a 29 km) e mais curtas, após o pico que se encontra para $T = 1,9$ s.

4.4.1.1.2 Magnitude variável e distância à fonte fixa

Estes gráficos, representando uma comparação das ordenadas espectrais correspondentes às diferentes magnitudes consideradas para a cidade da Beira, apresentam, como seria de esperar, o mesmo desenvolvimento que os gráficos analisados no ponto anterior. Por razões análogas às referidas na secção anterior são apenas apresentados os gráficos correspondentes às distâncias mínima, intermédia e máxima analisadas.

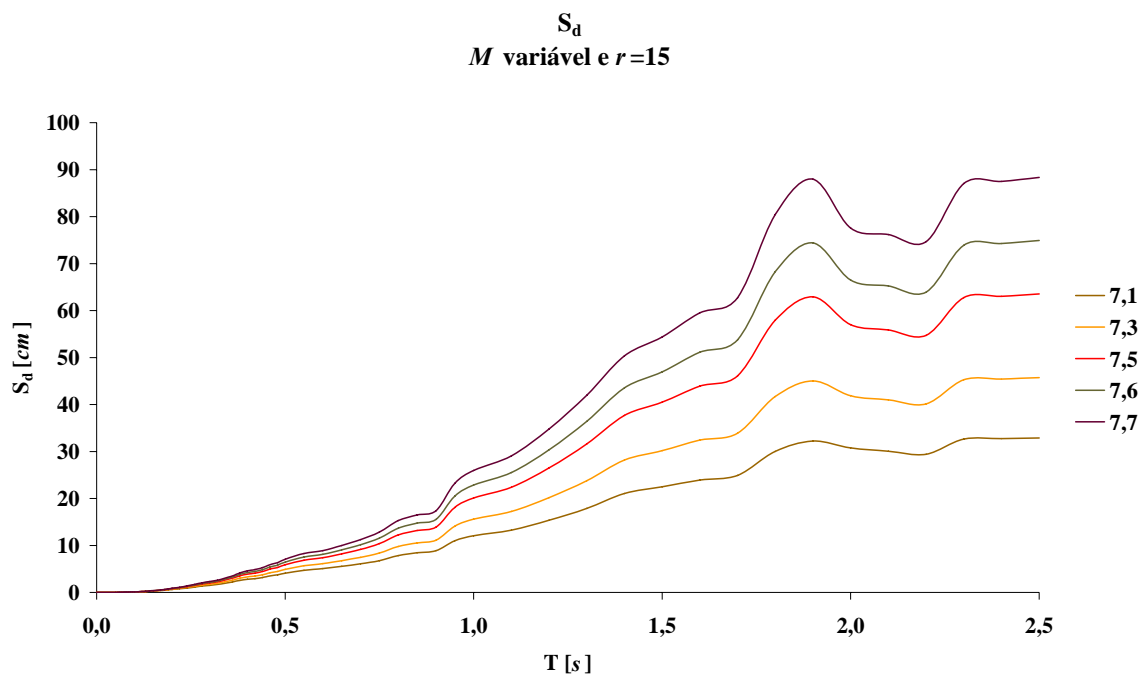


Figura 4.6: S_d para $r = 15 \text{ km}$ e M_W variável entre 7,1 e 7,7 (Beira; modelo de Ambraseys *et al.*)

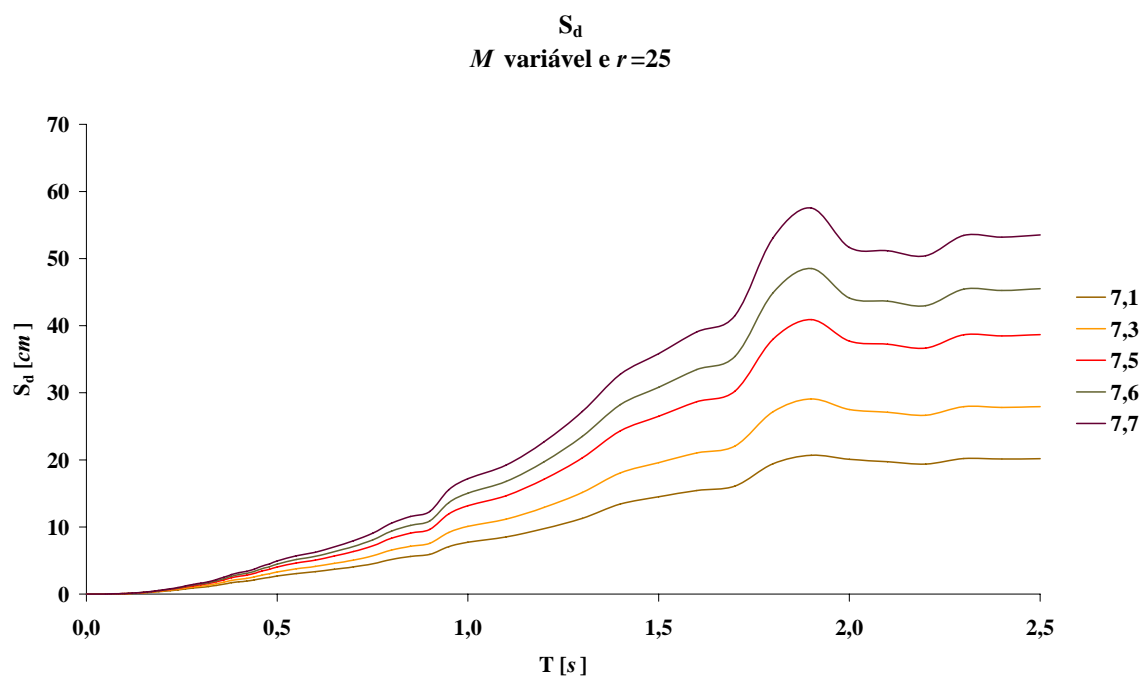


Figura 4.7: S_d para $r = 25 \text{ km}$ e M_W variável entre 7,1 e 7,7 (Beira; modelo de Ambraseys *et al.*)

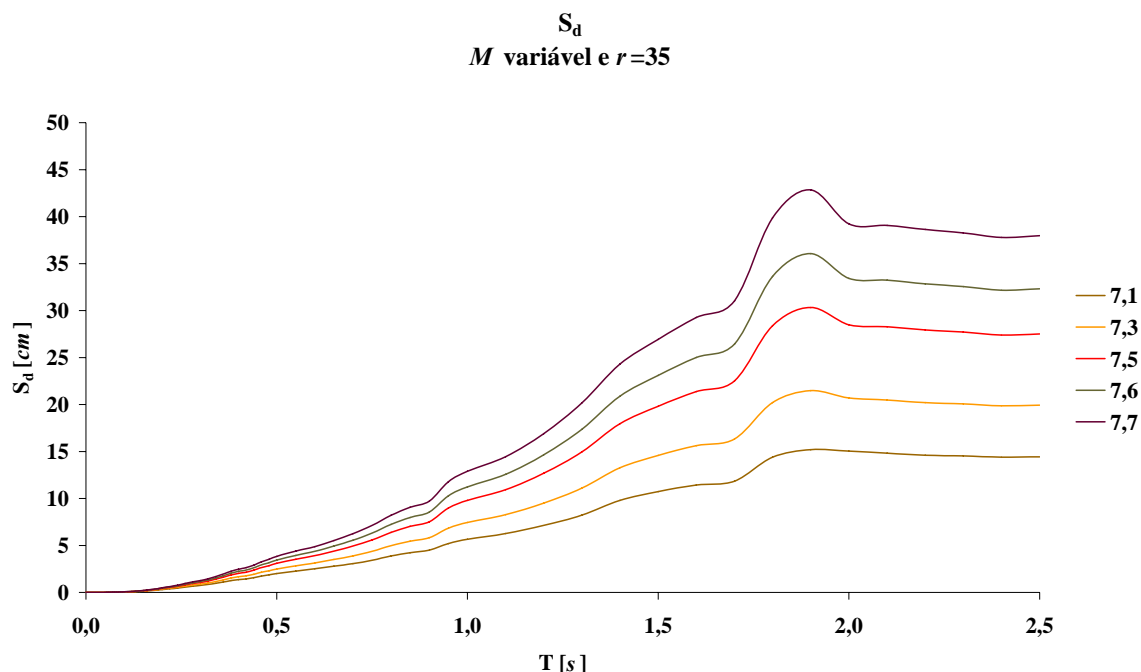


Figura 4.8: S_d para $r = 35 \text{ km}$ e M_W variável entre 7,1 e 7,7 (Beira; modelo de Ambraseys *et al.*)

Observa-se que, para diferentes magnitudes, consideradas à mesma distância da fonte sísmica, o desenvolvimento das curvas é praticamente igual – correspondendo os traçados com maiores valores de S_d a maiores magnitudes – apresentando picos e patamares praticamente nos mesmos pontos (como caracterizado no ponto anterior).

São de seguida apresentados (na Tabela 4.5) os valores das ordenadas espectrais (para as distâncias de 15, 25 e 35 km) correspondentes aos períodos 0,3, 0,6 e 1,0 s . Estes são os períodos elásticos representativos dos edifícios que serão analisados no Capítulo 5. A descrição dos edifícios em análise, assim como a metodologia para a determinação do seu período será feita no próximo capítulo. Considera-se, no entanto, importante apresentar desde já a grandeza dos valores das ordenadas espectrais que serão utilizados ao longo do resto deste estudo.

Tabela 4.5: Valores de S_d [cm] para $T = 0,3; 0,6$ e $1,0$ s (Beira; modelo de Ambraseys *et al.*)

T [s]	r[km]	7,1	7,3	7,5	7,6	7,7
0,3	15	1,52	1,75	2,02	2,17	2,32
	25	1,00	1,18	1,39	1,50	1,63
	35	0,74	0,89	1,06	1,16	1,27
0,6	15	5,08	6,13	7,39	8,12	8,91
	25	3,36	4,13	5,07	5,63	6,24
	35	2,52	3,14	3,92	4,37	4,88
1,0	15	12,09	15,60	20,13	22,87	25,97
	25	7,73	10,09	13,17	15,04	17,19
	35	5,66	7,45	9,80	11,24	12,90

4.4.1.2 Chimoio

4.4.1.2.1 Distância à fonte variável e magnitude fixa

Tal como na secção em que são apresentados os resultados referentes à cidade da Beira, os gráficos apresentados mostram o desenvolvimento do espectro de deslocamento em relação ao período. Cada gráfico é uma representação da variação das ordenadas espectrais com a variação das distâncias à fonte sísmica, para uma magnitude específica. São apenas apresentados os gráficos correspondentes às magnitudes mínima, intermédia e máxima consideradas para a cidade do Chimoio, considerando-se que, tal como no caso da análise à cidade da Beira, estes ilustram suficientemente a variação das ordenadas espectrais com a variação da magnitude (encontram-se em Anexo digital os dados correspondentes a todas as magnitudes consideradas).

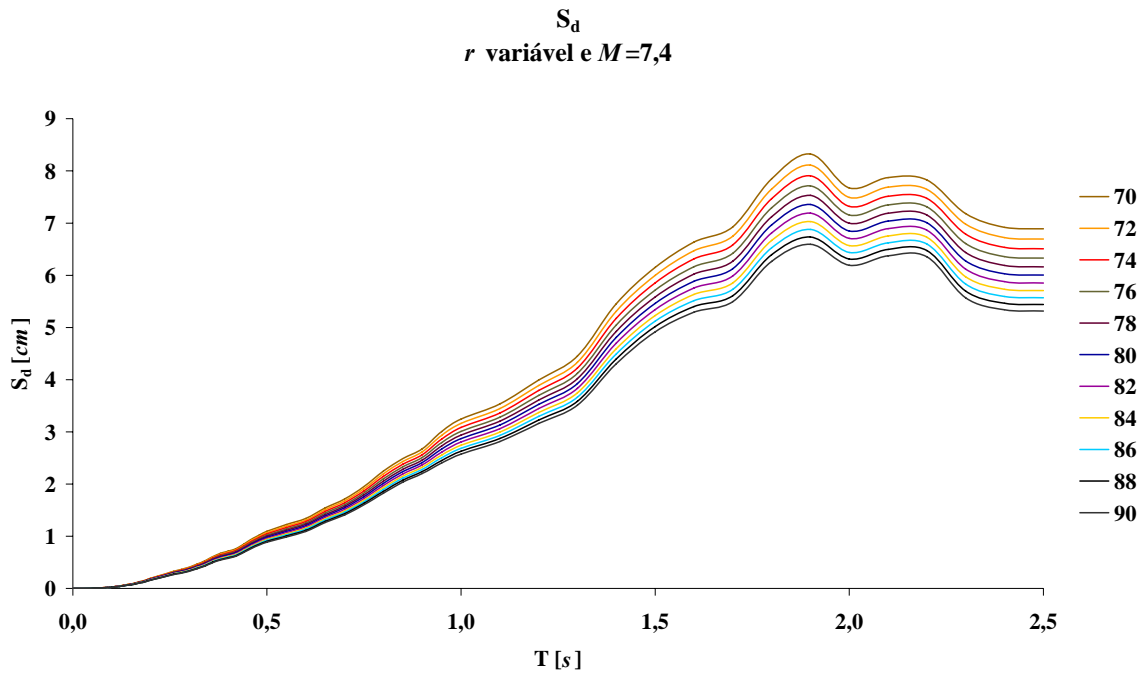


Figura 4.9: S_d para $M_W = 7,4$ e r variável entre 70 e 90 km (Chimoio; modelo de Ambraseys *et al.*)

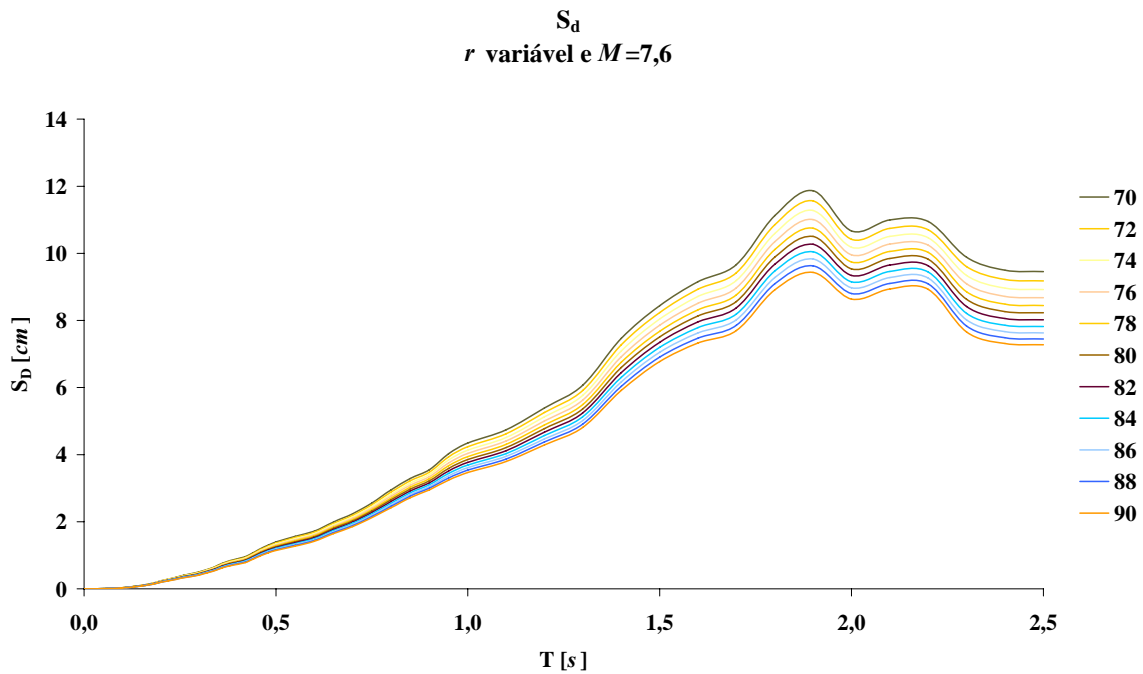


Figura 4.10: S_d para $M_W = 7,6$ e r variável entre 70 e 90 km (Chimoio; modelo de Ambraseys *et al.*)

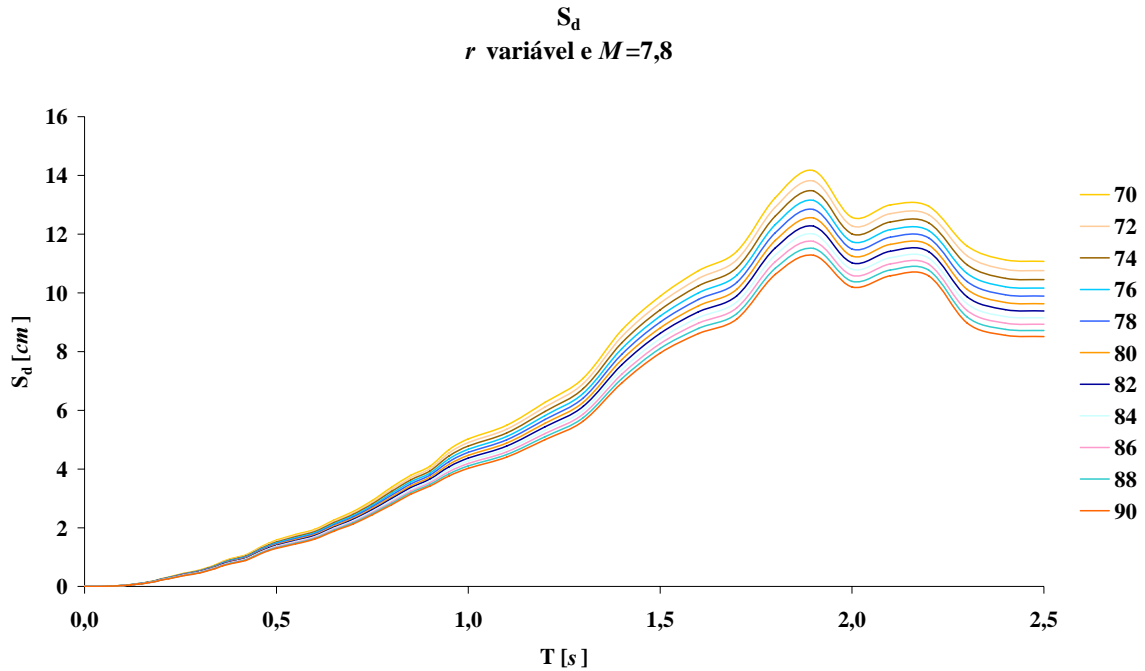


Figura 4.11: S_d para $M_w = 7,8$ e r variável entre 70 e 90 km (Chimoio; modelo de Ambraseys *et al.*)

Tal como verificado na análise à cidade da Beira, as representações de S_d apresentam um crescimento constante (quase linear) até atingirem um pico em $T = 1,9$ s. A partir daqui o desenvolvimento das curvas apresenta algumas diferenças em relação ao verificado nas secções anteriores: após este pico ocorre um decréscimo das ordenadas até $T = 2,0$ s; ocorre depois um ligeiro acréscimo até $T = 2,2$ s; seguido de nova descida dos valores das ordenadas. A partir de $T = 2,4$ s, e até ao fim do traçado, as curvas apresentam um patamar. Verifica-se que o traçado das curvas correspondentes às diferentes distâncias é idêntico (ao contrário do que se verifica nas curvas correspondentes à análise à cidade da Beira), apresentando somente ordenadas mais baixas ou mais altas conforme se considerem distâncias mais afastadas ou mais próximas. É igualmente observável que as diferenças entre os valores das ordenadas para os diferentes valores de distância à fonte sísmica são muito menores que as encontradas para a cidade da Beira, devido, aparentemente, à influência da distância à fonte sísmica.

4.4.1.2.2 Magnitude variável e distância à fonte fixa

Estes gráficos, representando uma comparação entre as diferentes magnitudes consideradas para a cidade do Chimoio, apresentam o mesmo desenvolvimento que os gráficos analisados no ponto anterior.

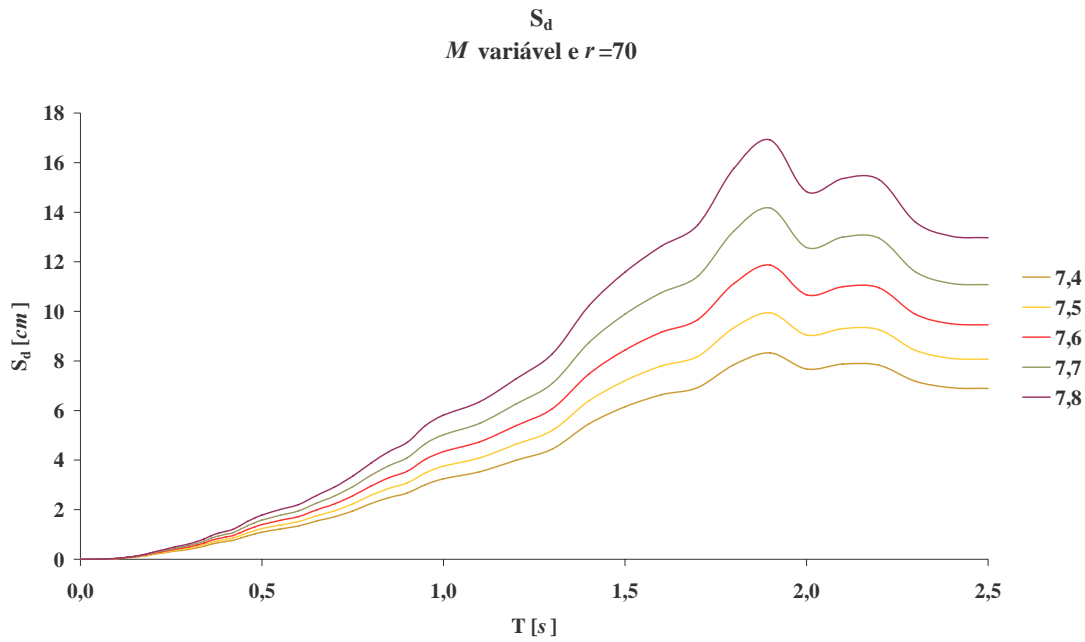


Figura 4.12: S_d para $r = 70 \text{ km}$ e M_W variável entre 7,4 e 7,8 (Chimoio; modelo de Ambraseys *et al.*)

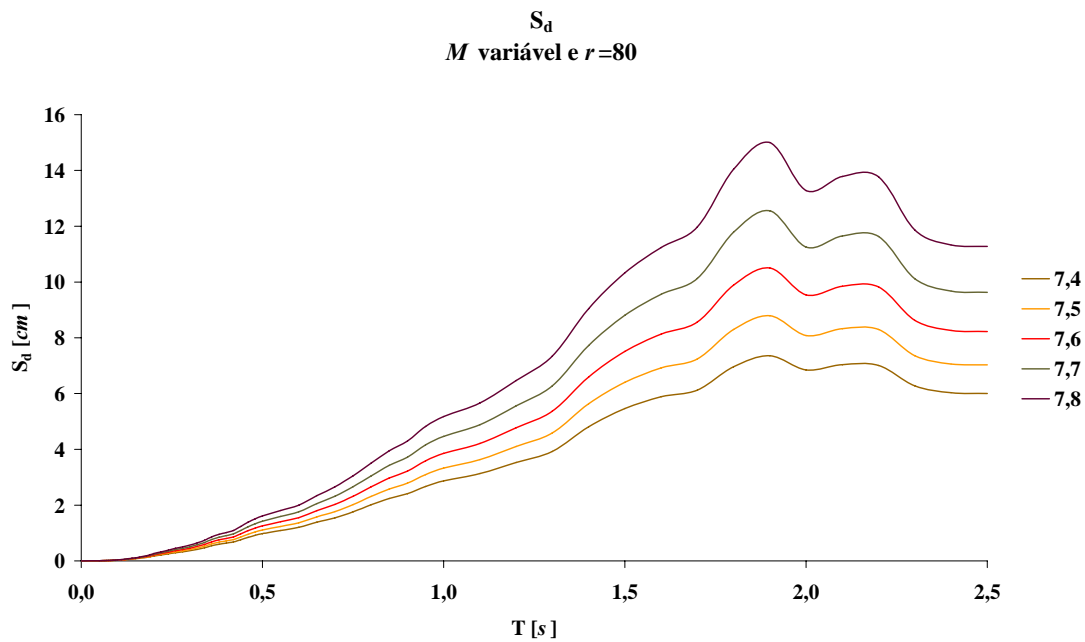


Figura 4.13: S_d para $r = 80 \text{ km}$ e M_W variável entre 7,4 e 7,8 (Chimoio; modelo de Ambraseys *et al.*)

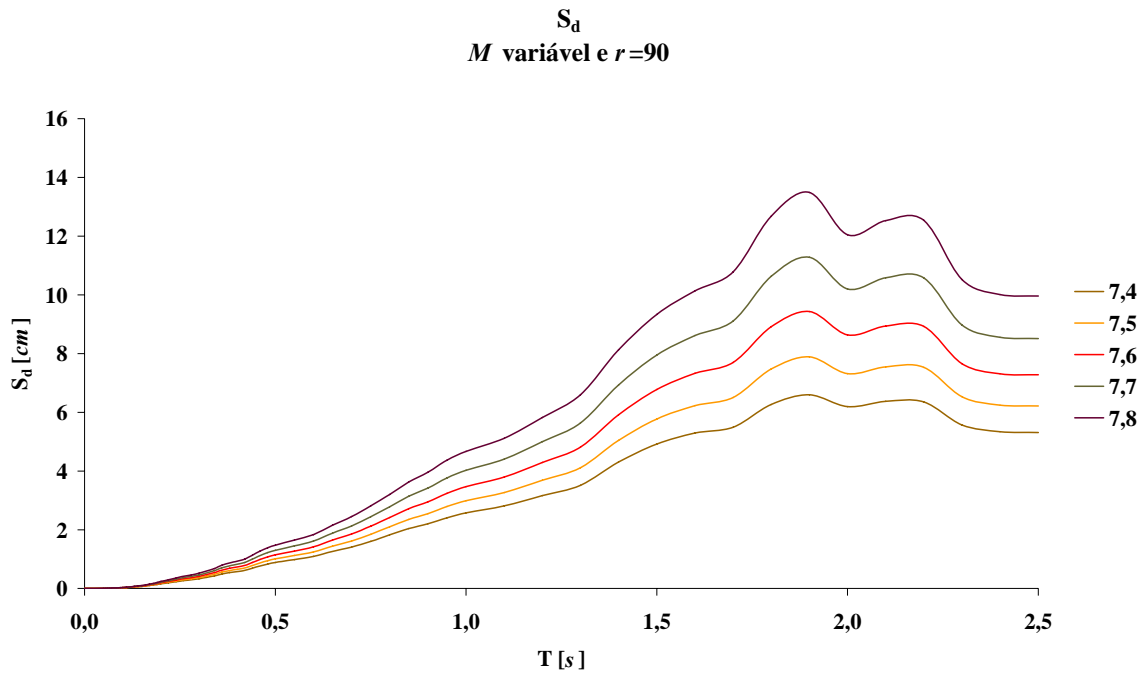


Figura 4.14: S_d para $r = 90$ km e M_w variável entre 7,4 e 7,8 (Chimoio; modelo de Ambraseys *et al.*)

Pela observação dos gráficos nota-se que o aumento e diminuição dos valores das ordenadas depois do pico que se encontra para $T = 1,9$ s são tanto mais acentuados quanto maior o valor da magnitude.

Tal como para a cidade da Beira são de seguida apresentados os valores das ordenadas espectrais (para as distâncias de 70, 80 e 90 km) correspondentes aos períodos 0,3, 0,6 e 1,0 s:

Tabela 4.6: Valores de S_d [cm] para $T = 0,3$; 0,6 e 1,0 s (Chimoio; modelo de Ambraseys *et al.*)

T [s]	r[km]	7,4	7,5	7,6	7,7	7,8
0,3	70	0,41	0,45	0,51	0,56	0,62
	80	0,36	0,41	0,45	0,51	0,56
	90	0,33	0,37	0,41	0,46	0,52
0,6	70	1,34	1,52	1,72	1,95	2,20
	80	1,20	1,37	1,55	1,76	2,00
	90	1,09	1,24	1,42	1,61	1,83
1,0	70	3,25	3,76	4,34	5,03	5,81
	80	2,87	3,33	3,85	4,47	5,18
	90	2,58	2,99	3,47	4,02	4,67

4.4.2 Modelo de Akkar e Bommer

Os resultados da aplicação das equações de Akkar e Bommer (2006) são apresentados em gráficos em que se comparam os valores das ordenadas dos espectros de deslocamento (S_d) para diferentes valores de magnitude e distâncias à fonte do sismo.

4.4.2.1 Beira

4.4.2.1.1 Distância à fonte variável e magnitude fixa

Os gráficos apresentados mostram o desenvolvimento do espectro de deslocamento em relação ao período. Cada gráfico é uma representação da variação das ordenadas espectrais com a variação das distâncias à fonte sísmica, para uma magnitude específica. Após análise dos gráficos foi observado que o seu desenvolvimento é semelhante para os diferentes valores de magnitude. São portanto apenas apresentados os gráficos correspondentes às magnitudes 7,1 e 7,5 para a cidade da Beira, considerando-se que estes ilustram suficientemente a variação das ordenadas espectrais com a variação da magnitude (encontram-se em Anexo digital os dados correspondentes a todas as magnitudes consideradas).

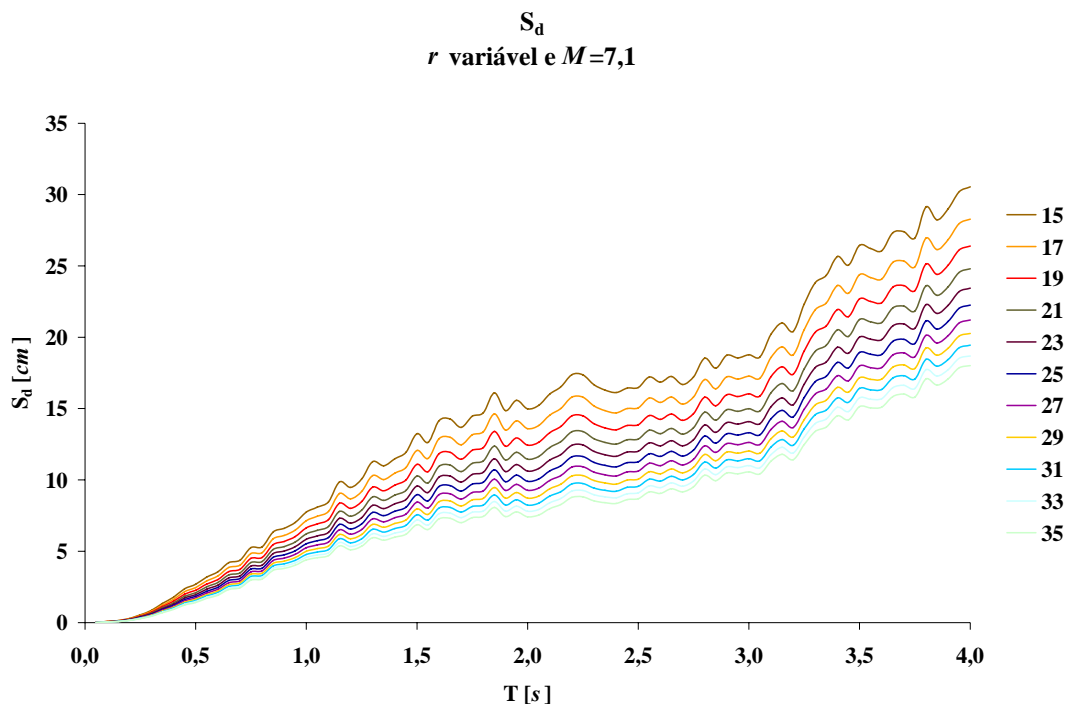


Figura 4.15: S_d para $M_w = 7,1$ e r variável entre 15 e 35 km (Beira; modelo de Akkar e Bommer)

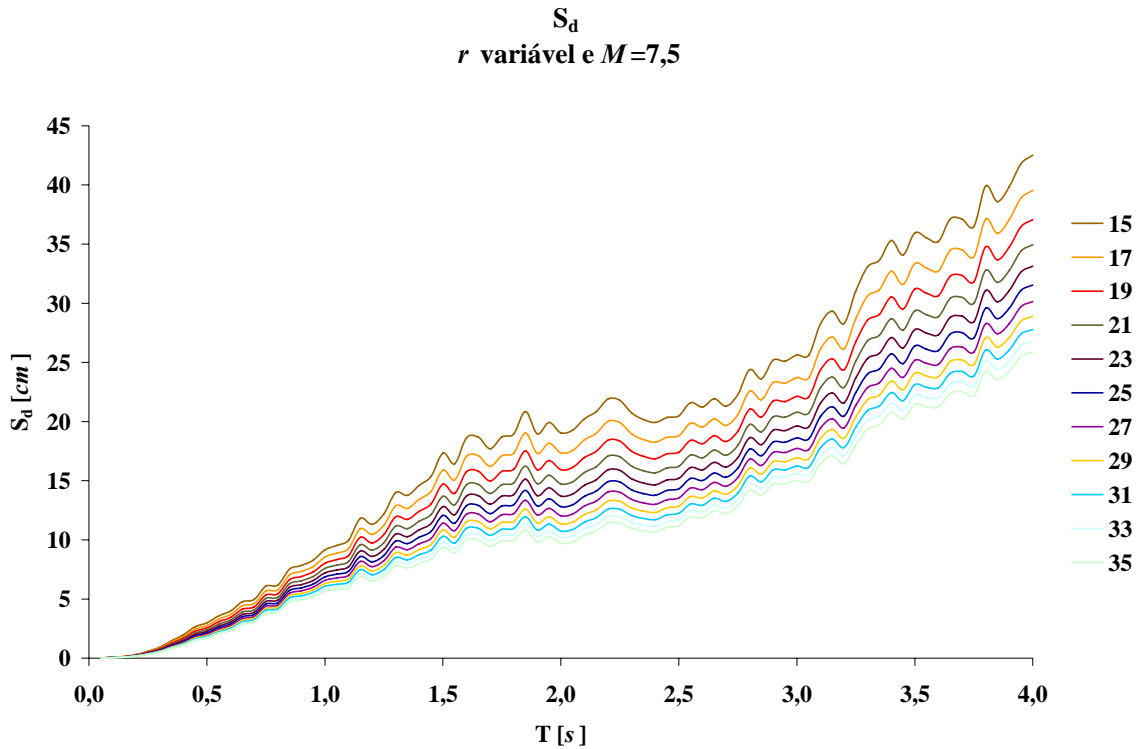


Figura 4.16: S_d para $M_W = 7,5$ e r variável entre 15 e 35 km (Beira; modelo de Akkar e Bommer)

As ordenadas espectrais apresentam um crescimento constante ao longo de praticamente todo o traçado das curvas. Este crescimento tem uma inclinação quase constante até $T = 1,2$ s. A partir deste ponto verifica-se que o crescimento “global” das ordenadas se mantém sendo, no entanto, muito irregular ao longo de quase todo o traçado, evidenciando subidas e descidas bruscas do valor das ordenadas.

4.4.2.1.2 Magnitude variável e distância à fonte fixa

Estes gráficos, representando uma comparação das ordenadas espectrais correspondentes às diferentes magnitudes consideradas para a cidade da Beira, apresentam o mesmo desenvolvimento que os gráficos analisados no ponto anterior. Por razões análogas à secção anterior são apenas apresentados os gráficos correspondentes às distâncias mínima, intermédia e máxima analisadas.

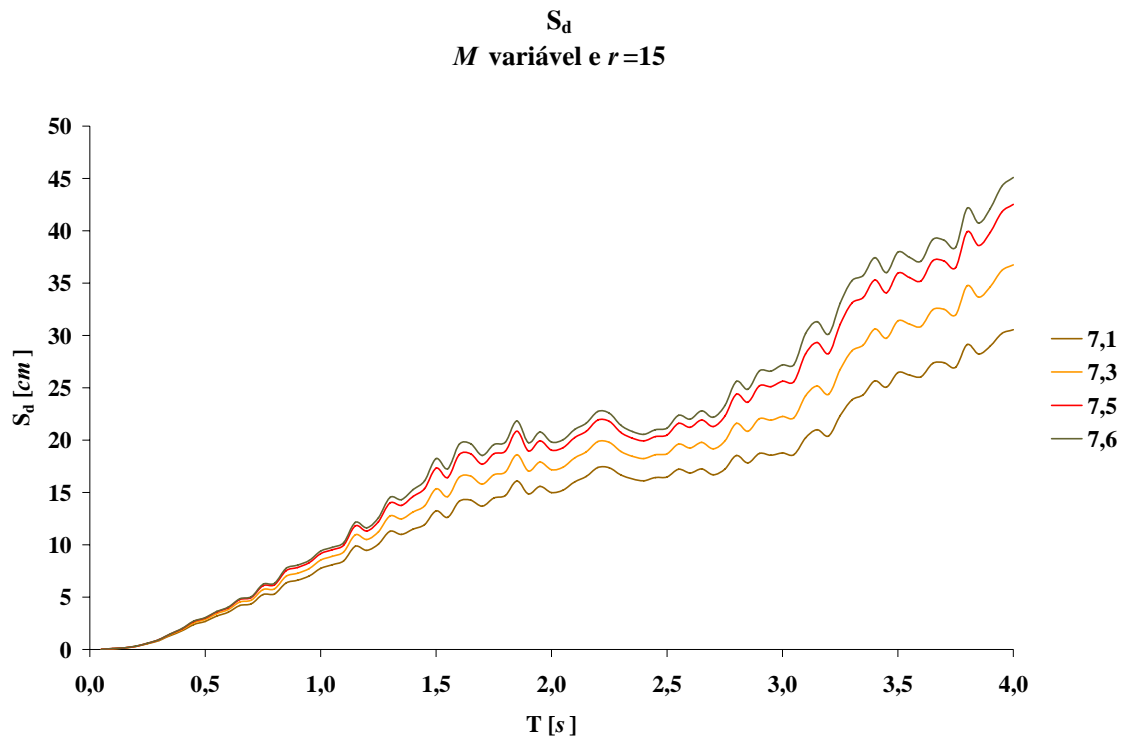


Figura 4.17: S_d para $r = 15$ km e M_w variável entre 7,1 e 7,6 (Beira; modelo de Akkar e Bommer)

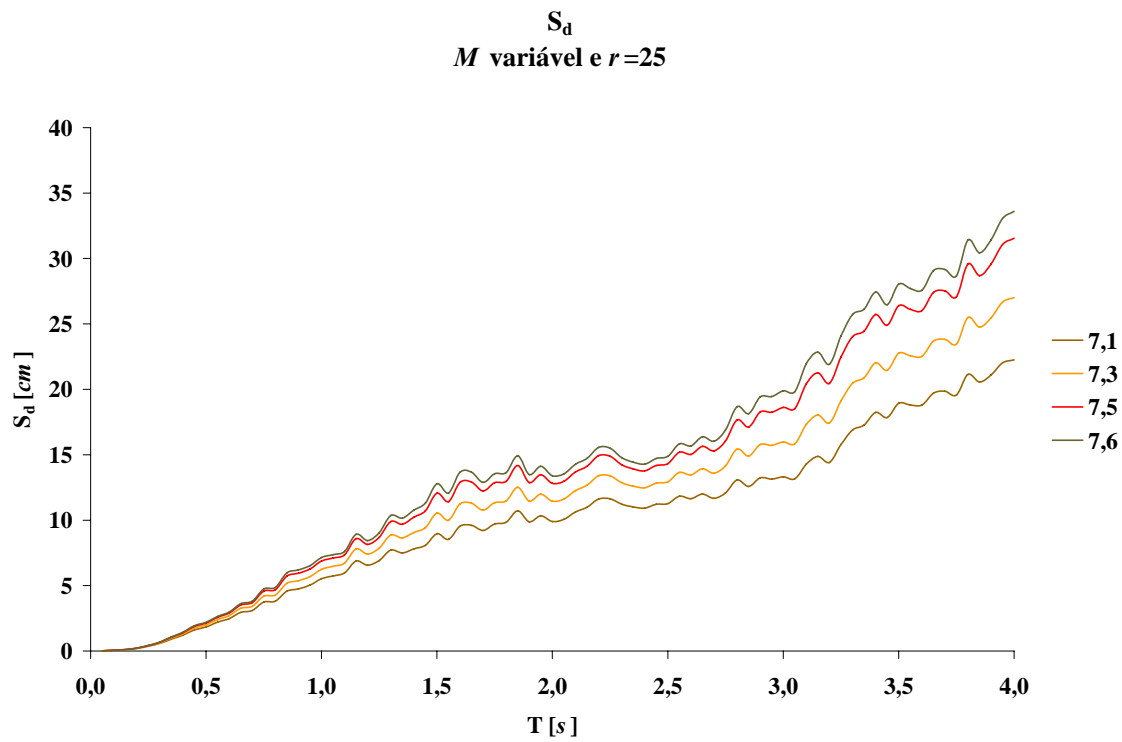


Figura 4.18: S_d para $r = 25$ km e M_w variável entre 7,1 e 7,6 (Beira; modelo de Akkar e Bommer)

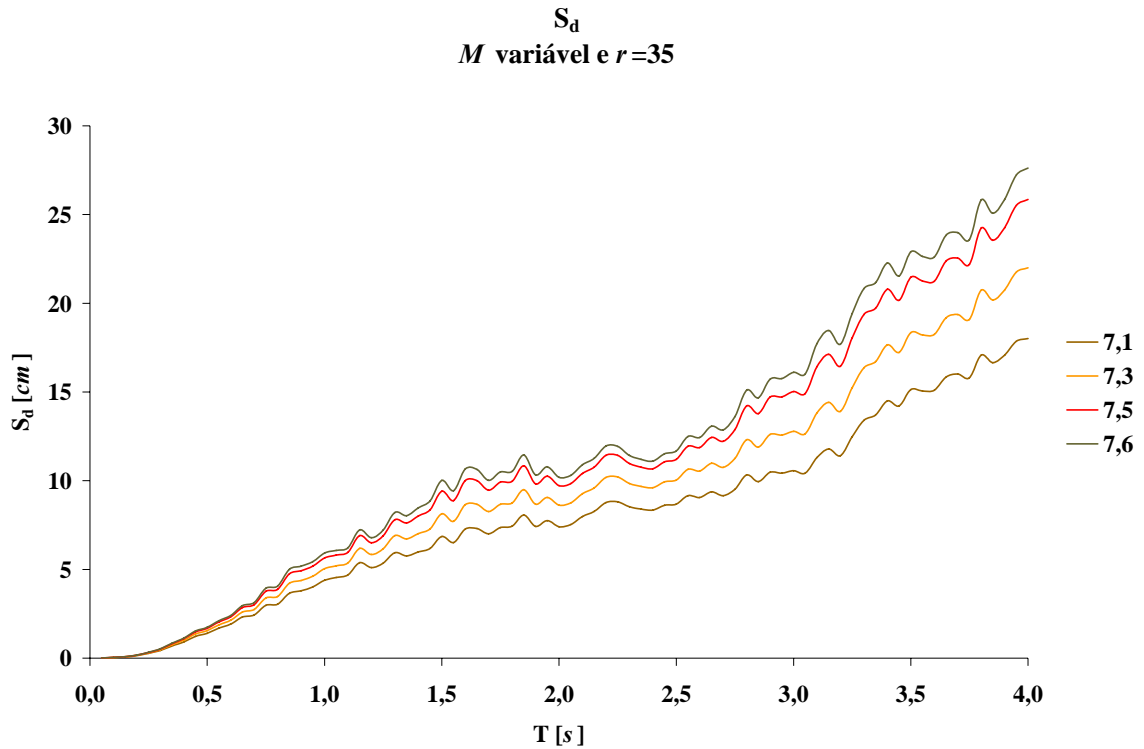


Figura 4.19: S_d para $r = 35$ km e M_w variável entre 7,1 e 7,6 (Beira; modelo de Akkar e Bommer)

Observa-se que, para diferentes magnitudes, consideradas à mesma distância da fonte sísmica, o formato do traçado das curvas é praticamente igual, independentemente da magnitude considerada – correspondendo os traçados com maiores valores de S_d a maiores magnitudes – e em tudo semelhante ao descrito no ponto anterior. São de seguida apresentados os valores das ordenadas espectrais (para as distâncias de 15, 25 e 35 km) correspondentes aos períodos 0,3, 0,6 e 1,0 s.

Tabela 4.7: Valores de S_d [cm] para $T = 0,3$; 0,6 e 1,0 s (Beira; modelo de Akkar e Bommer)

T [s]	r [km]	7,1	7,3	7,5	7,6
0,3	15	0,86	0,91	0,94	0,95
	25	0,58	0,63	0,66	0,68
	35	0,44	0,48	0,52	0,53
0,6	15	3,56	3,81	3,99	4,05
	25	2,47	2,71	2,90	2,97
	35	1,92	2,14	2,33	2,41
1,0	15	7,75	8,53	9,16	9,40
	25	5,52	6,24	6,87	7,14
	35	4,39	5,05	5,65	5,93

4.4.2.2 Chimoio

4.4.2.2.1 Distância à fonte variável e magnitude fixa

Os gráficos apresentados mostram o desenvolvimento do espectro de deslocamento em relação ao período. Cada gráfico é uma representação da variação das ordenadas espectrais com a variação das distâncias à fonte sísmica, para uma magnitude específica. Após análise dos gráficos foi observado que o seu desenvolvimento é semelhante para os diferentes valores de magnitude. São portanto apenas apresentados os gráficos correspondentes às magnitudes mínima e máxima que foi possível considerar para a cidade do Chimoio, considerando-se que estes ilustram suficientemente a variação das ordenadas espectrais com a variação da magnitude (encontram-se em Anexo digital os dados correspondentes a todas as magnitudes consideradas).

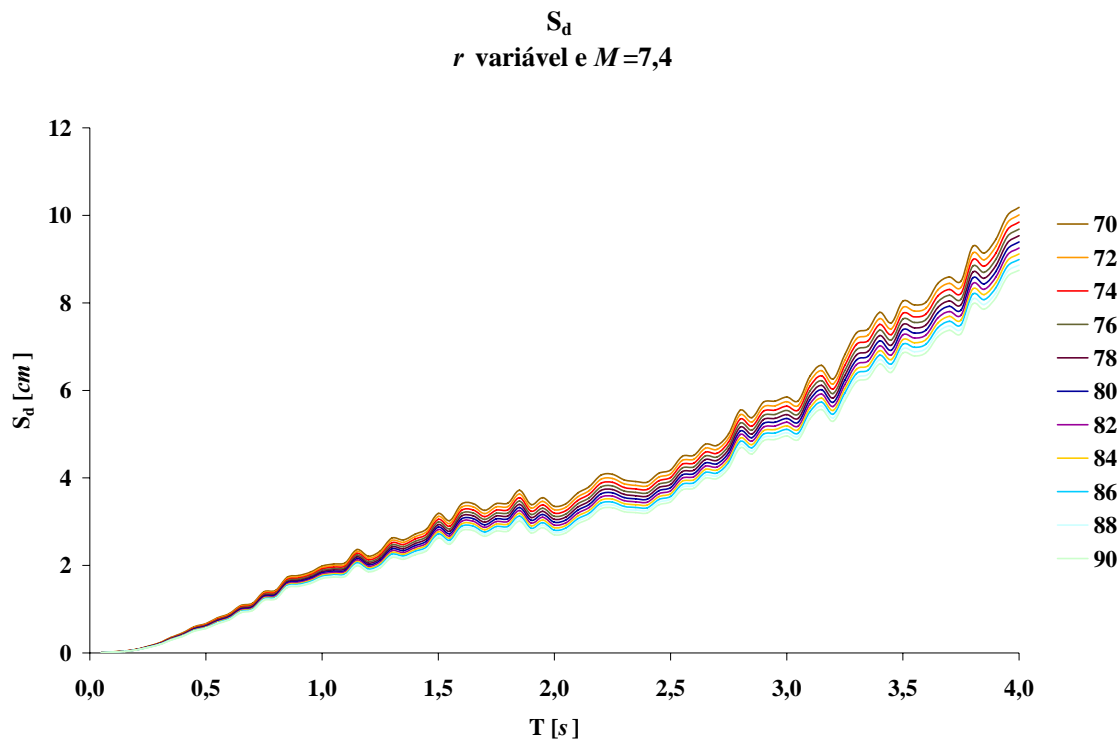


Figura 4.20: S_d para $M_W = 7,4$ e r variável entre 70 e 90 km (Chimoio; modelo de Akkar e Bommer)

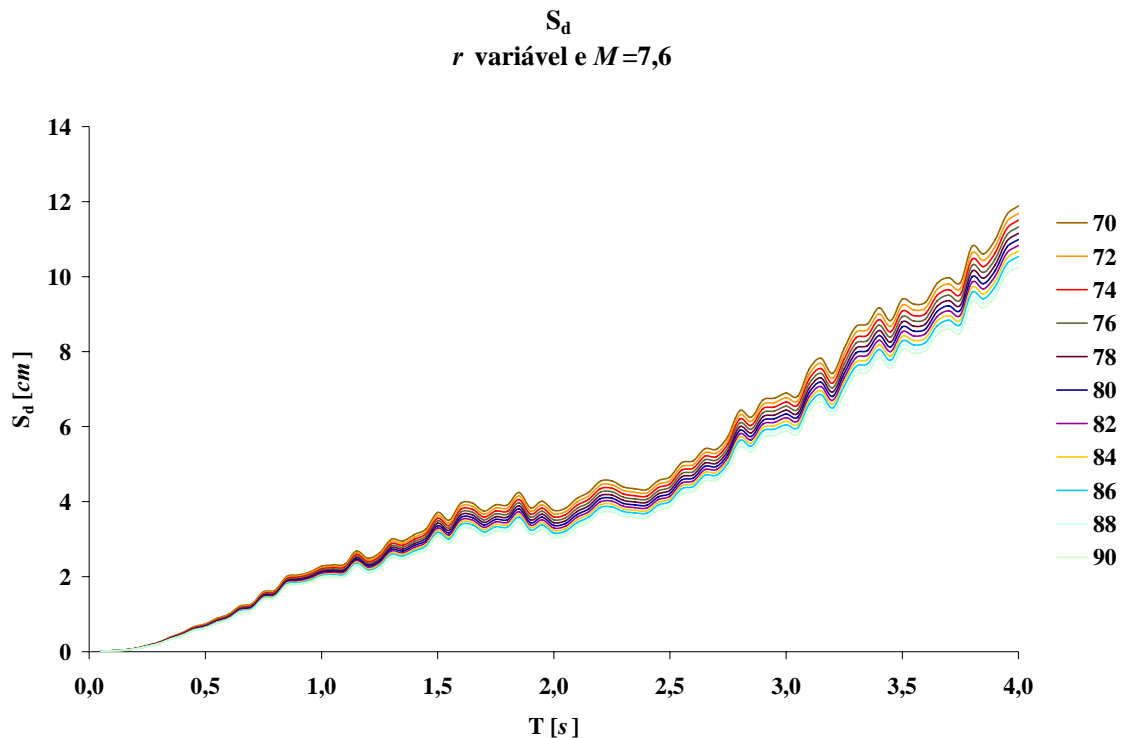


Figura 4.21: S_d para $M_W = 7,6$ e r variável entre 70 e 90 km (Chimoio; modelo de Akkar e Bommer)

As ordenadas espectrais apresentam um crescimento constante ao longo de praticamente todo o traçado das curvas. Embora o crescimento global das ordenadas se mantenha ao longo de todo o traçado, este é no entanto irregular apresentando subidas e descidas bruscas do valor das ordenadas.

As ordenadas espectrais apresentam um crescimento constante ao longo de praticamente todo o traçado das curvas. Embora o crescimento “global” das ordenadas se mantenha ao longo de todo o traçado ele é no entanto “cortado” ao longo de quase todo o seu percurso por subidas e descidas bruscas do valor das ordenadas.

4.4.2.2.2 Magnitude variável e distância à fonte fixa

Estes gráficos, representando uma comparação das ordenadas espectrais correspondentes às diferentes magnitudes consideradas para a cidade do Chimoio, apresentam o mesmo desenvolvimento que os gráficos analisados no ponto anterior. Como nos casos anteriores são apenas apresentados gráficos para as distâncias mínima, intermédia e máxima.

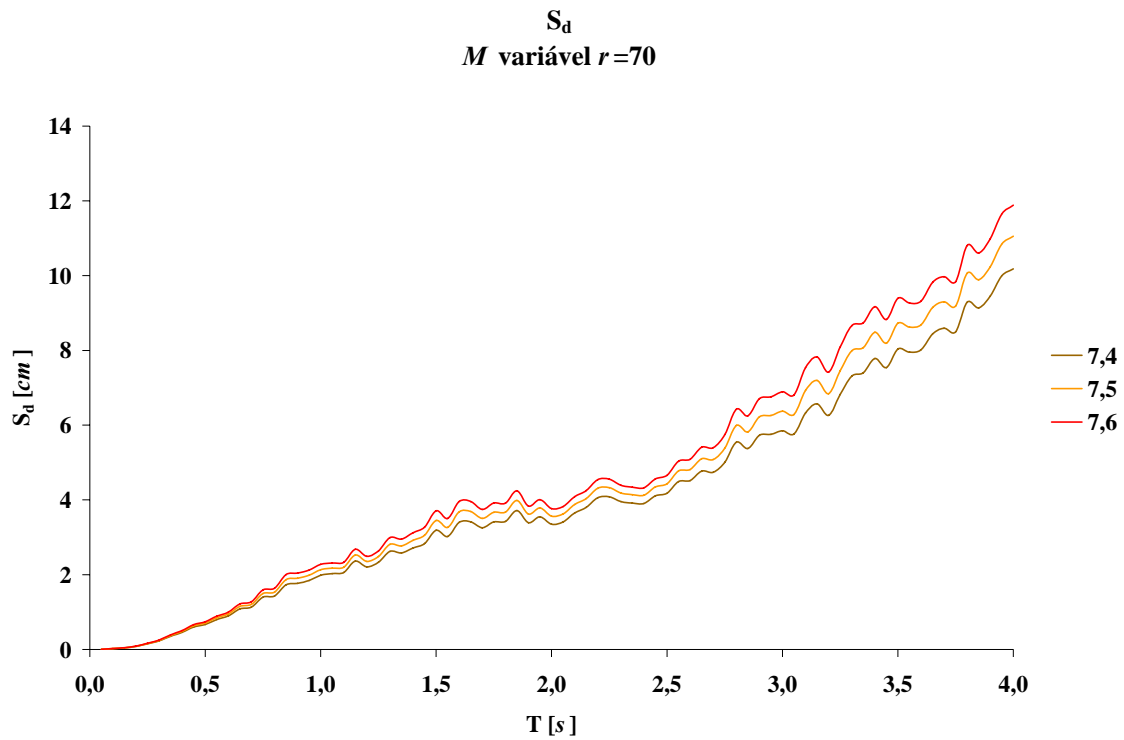


Figura 4.22: S_d para $r = 70$ km e M_w variável entre 7,4 e 7,6 (Chimoio; modelo de Akkar e Bommer)

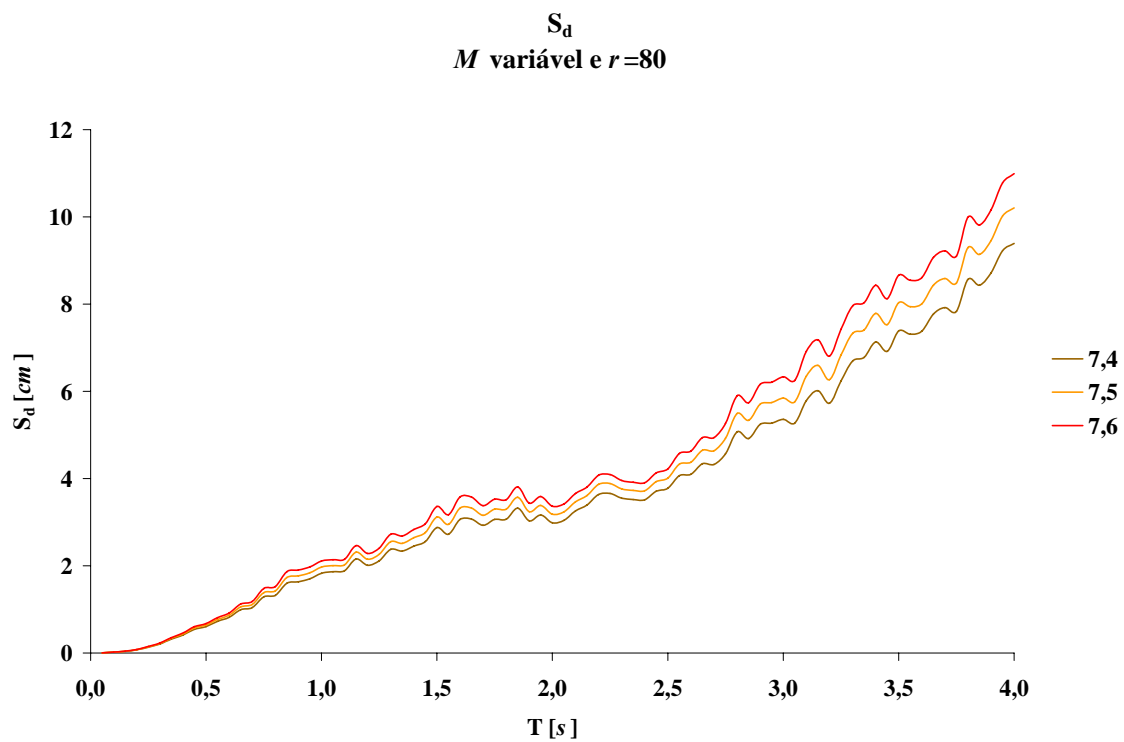


Figura 4.23: S_d para $r = 25$ km e M_w variável entre 7,1 e 7,6 (Chimoio; modelo de Akkar e Bommer)

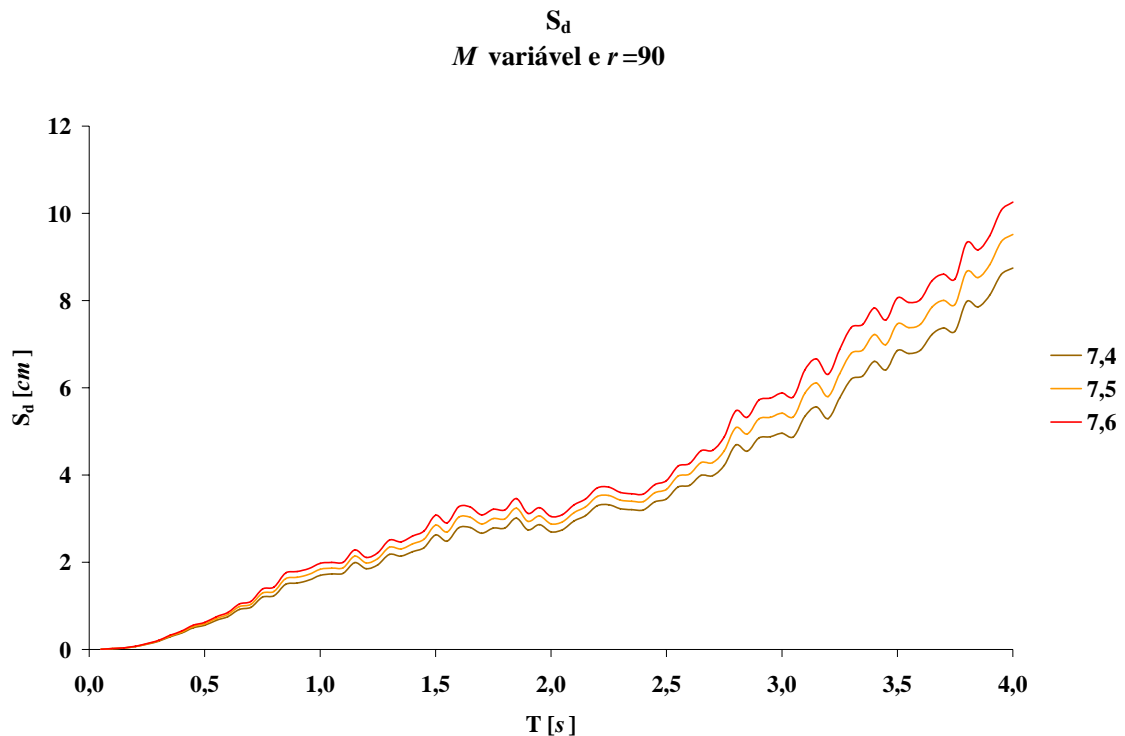


Figura 4.24: S_d para $r = 35 \text{ km}$ e M_W variável entre 7,1 e 7,6 (Chimoio; modelo de Akkar e Bommer)

Observa-se que, para diferentes magnitudes, consideradas à mesma distância da fonte sísmica, o formato do traçado das curvas é praticamente igual independentemente da magnitude considerada – correspondendo os traçados com maiores valores de S_d a maiores magnitudes – e em tudo semelhante ao descrito no ponto anterior.

São de seguida apresentados os valores das ordenadas espectrais (para as distâncias de 70, 80 e 90 km) correspondentes aos períodos 0,3, 0,6 e 1,0 s:

Tabela 4.8: Valores de S_d [cm] para $T = 0,3; 0,6$ e $1,0 \text{ s}$ (Chimoio; modelo de Akkar e Bommer)

T [s]	r [km]	7,4	7,5	7,6
0,3	70	0,23	0,24	0,25
	80	0,21	0,22	0,23
	90	0,19	0,20	0,21
0,6	70	0,90	0,95	1,00
	80	0,82	0,87	0,91
	90	0,75	0,80	0,85
1,0	70	1,98	2,13	2,28
	80	1,83	1,97	2,11
	90	1,70	1,84	1,97

4.4.3 Modelo de Boore e Atkinson

Os resultados da aplicação das equações de Boore e Atkinson (2006) são apresentados como gráficos em que se comparam os valores de S_d para diferentes valores de magnitude, distâncias à fonte do sismo e características do solo local.

4.4.3.1 Beira

4.4.3.1.1 Distância à fonte variável, magnitude e V_{30} fixos

Os gráficos apresentados mostram o desenvolvimento do espectro de deslocamento em relação ao período. Cada gráfico é uma representação da variação das ordenadas espectrais com a variação das distâncias à fonte sísmica, para uma magnitude e V_{30} específicos. Após análise dos gráficos foi observado que o seu desenvolvimento é semelhante para os diferentes valores de magnitude. São, portanto, apenas apresentados os gráficos correspondentes às magnitudes mínima, intermédia e máxima consideradas para a cidade da Beira, considerando-se que estes ilustram suficientemente a variação das ordenadas espectrais com a variação da magnitude (encontram-se em Anexo digital os dados correspondentes a todas as magnitudes consideradas).

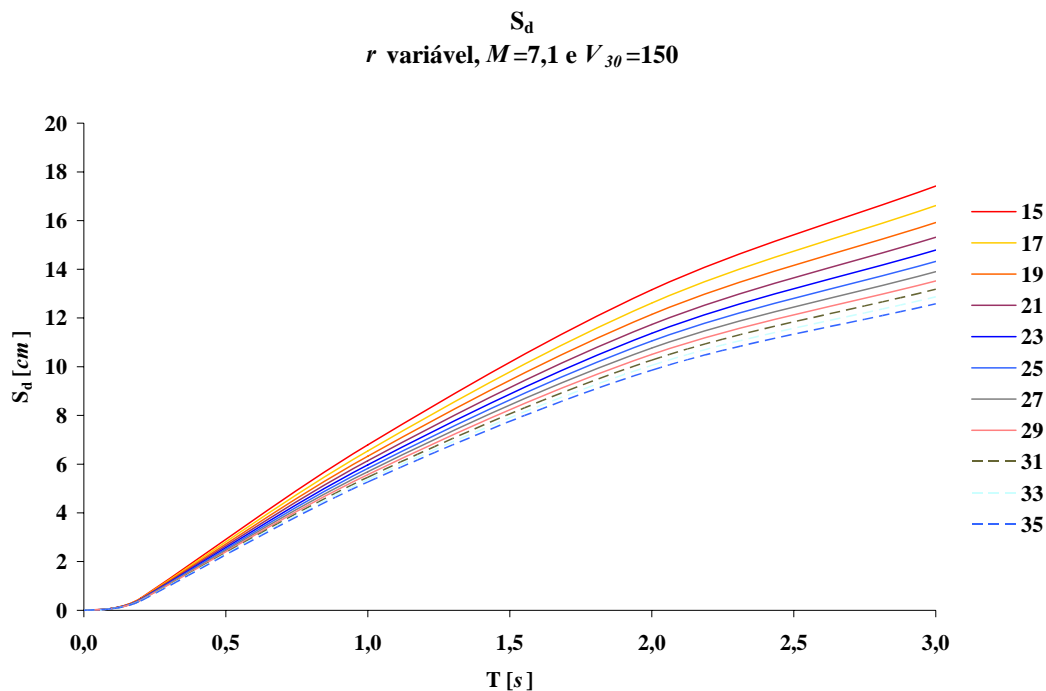


Figura 4.25: S_d para $M_W = 7,1$; $V_{30}=150$ m/s e r variável entre 15 e 35 km (Beira; modelo de Boore e Atkinson)

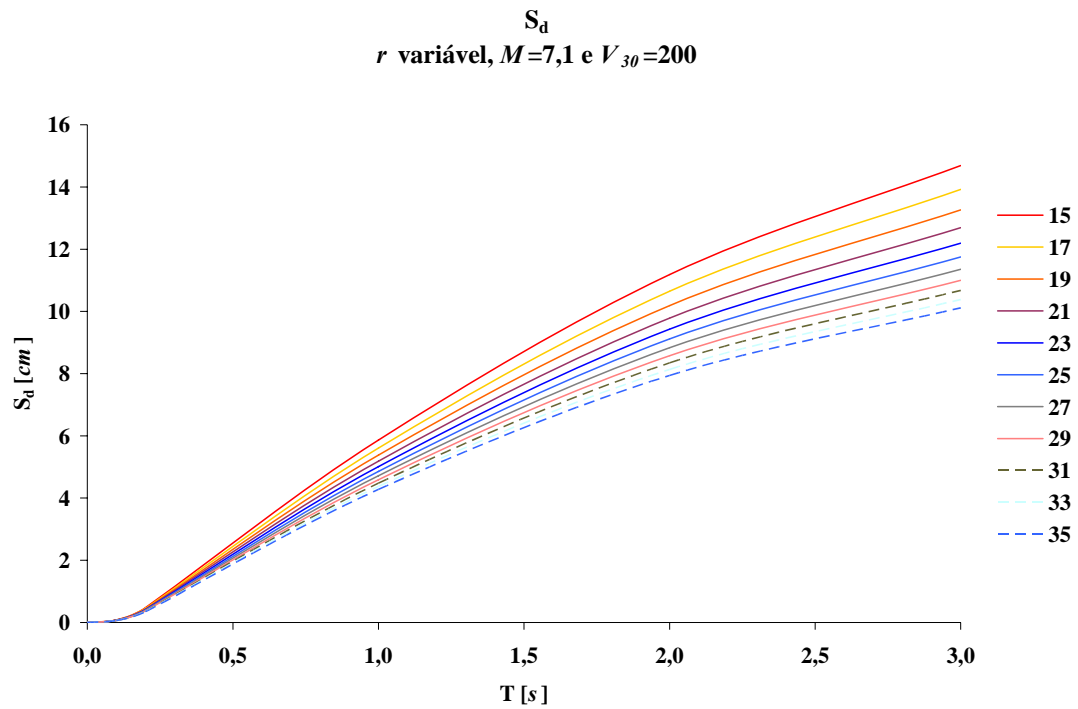


Figura 4.26: S_d para $M_w = 7,1$; $V_{30} = 200$ m/s e r variável entre 15 e 35 km (Beira; modelo de Boore e Atkinson)

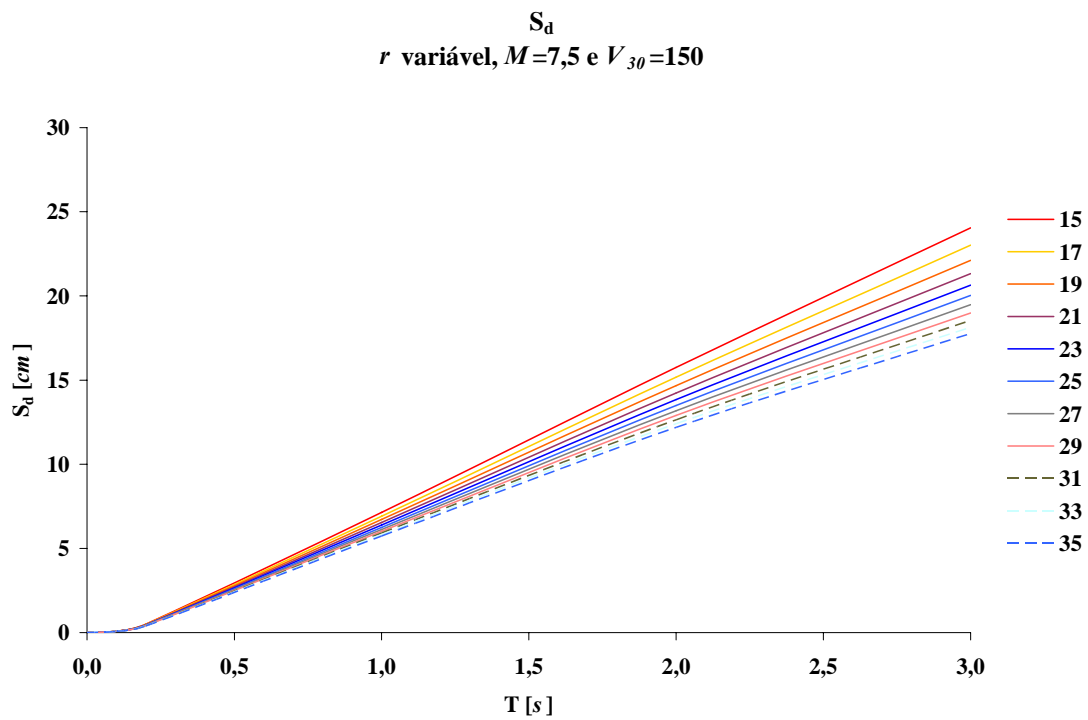


Figura 4.27: S_d para $M_w = 7,5$; $V_{30} = 150$ m/s e r variável entre 15 e 35 km (Beira; modelo de Boore e Atkinson)

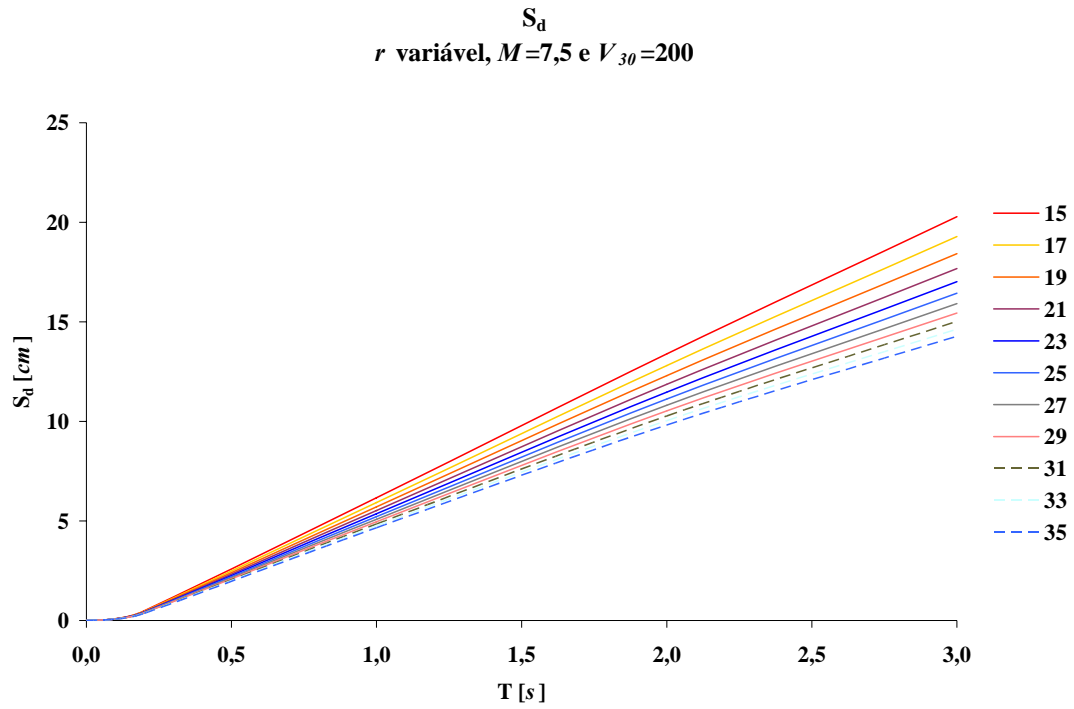


Figura 4.28: S_d para $M_W = 7,5$; $V_{30}=200$ m/s e r variável entre 15 e 35 km (Beira; modelo de Boore e Atkinson)

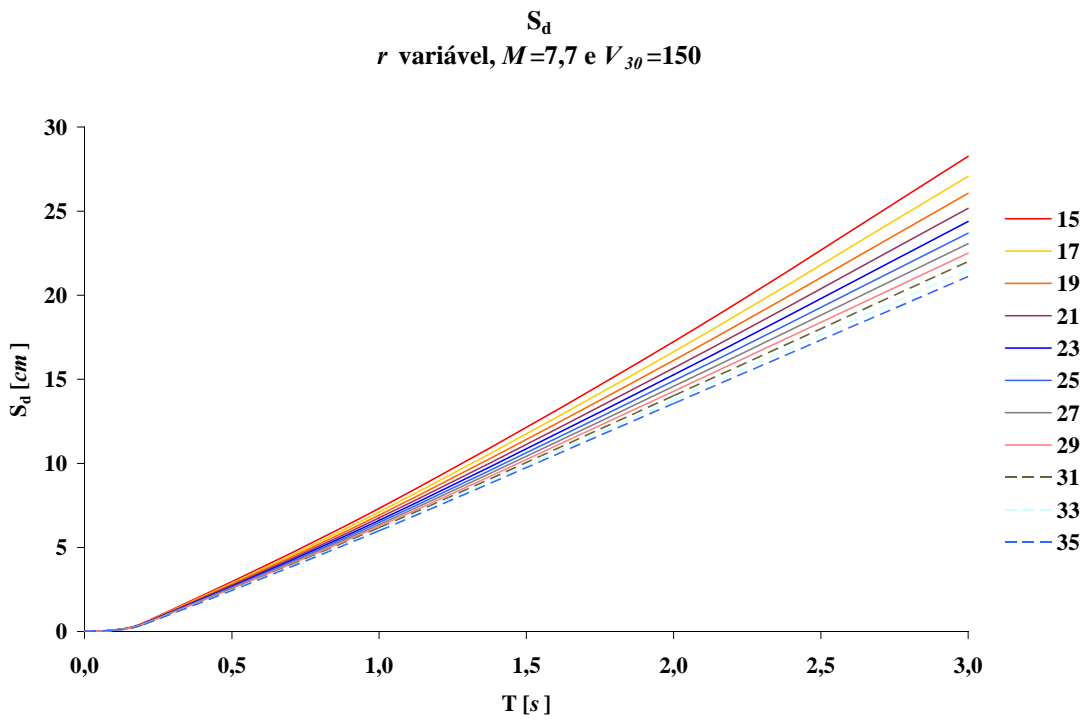


Figura 4.29: S_d para $M_W = 7,7$; $V_{30}=150$ m/s e r variável entre 15 e 35 km (Beira; modelo de Boore e Atkinson)

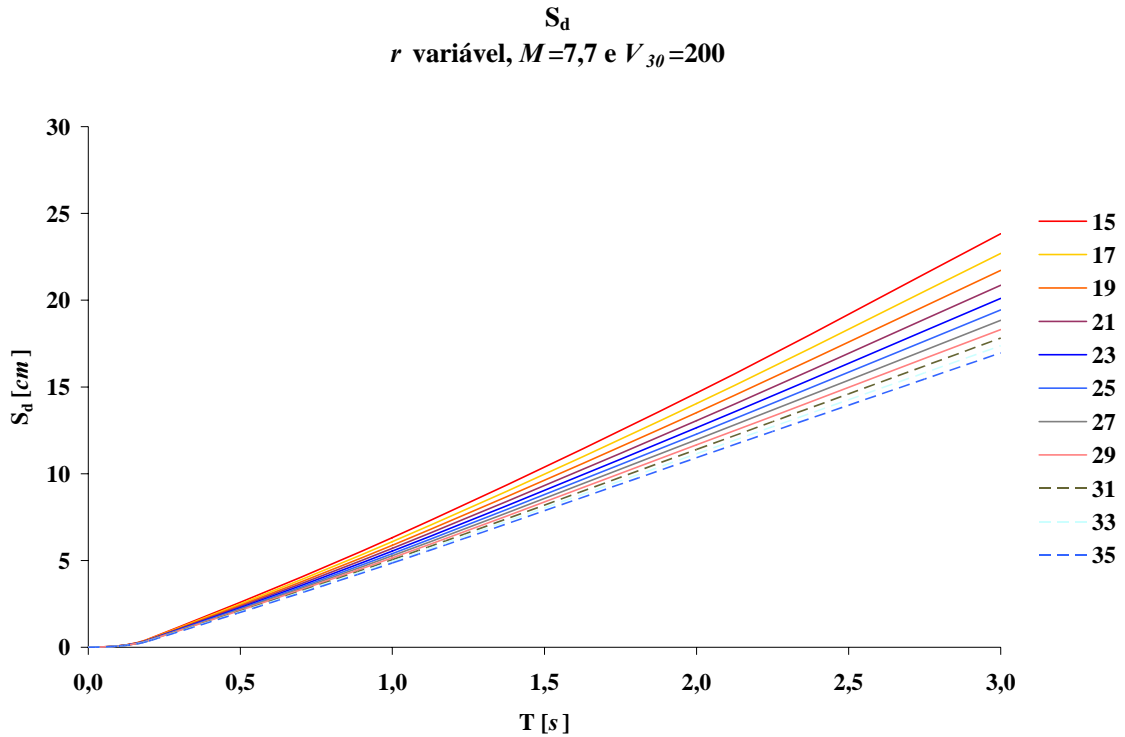


Figura 4.30: S_d para $M_W = 7,7$; $V_{30}=200$ m/s e r variável entre 15 e 35 km (Beira; modelo de Boore e Atkinson)

O traçado das curvas apresenta um desenvolvimento crescente quase linear (inclinação praticamente constante) até ao fim da gama de períodos considerada pela equação ($T = 3$ s). Verifica-se que para o valor de $M_W = 7,1$ há uma redução da inclinação da curva a partir de $T = 2$ s. É ainda observável que o menor valor de V_{30} (150 m/s) leva a maiores valores das ordenadas espectrais.

4.4.3.1.2 Magnitude variável, distância à fonte e V_{30} fixos

Estes gráficos representam uma comparação entre as diferentes magnitudes consideradas para a cidade da Beira – mantendo as distâncias entre a fonte sísmica e a cidade, e as características locais do solo, constantes. Por razões análogas à secção anterior são apenas apresentados os gráficos correspondentes às distâncias mínima, intermédia e máxima analisadas.

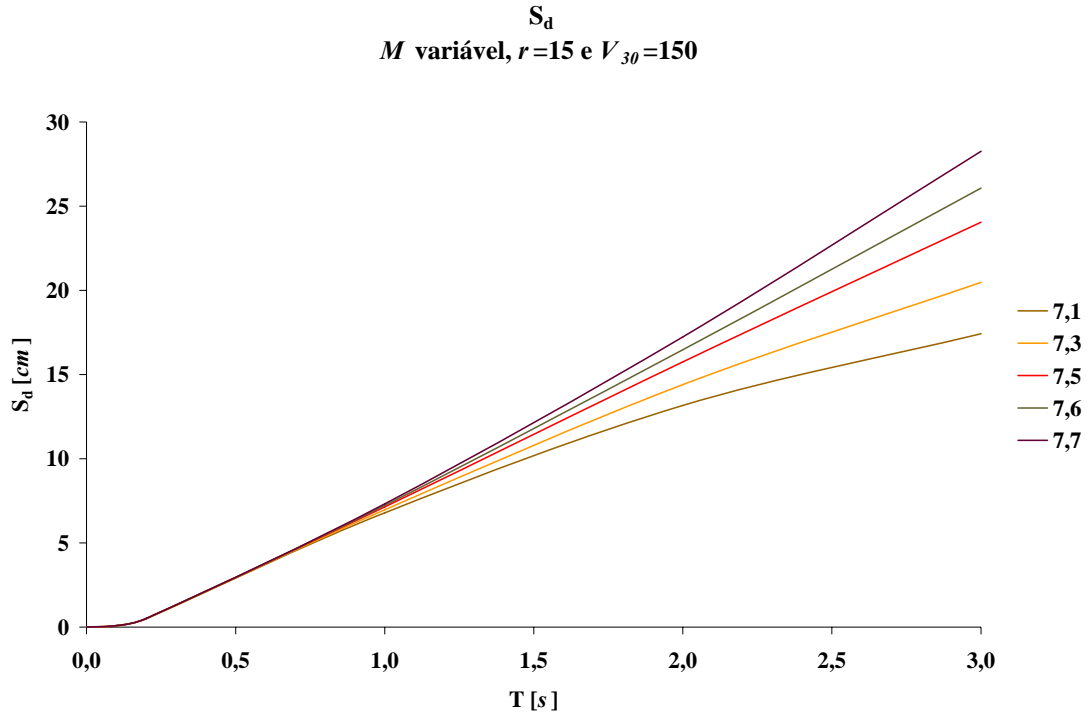


Figura 4.31: S_d para $r=15$; $V_{30}=150$ m/s e M_W variável entre 7,1 e 7,7 km (Beira; modelo de Boore e Atkinson)

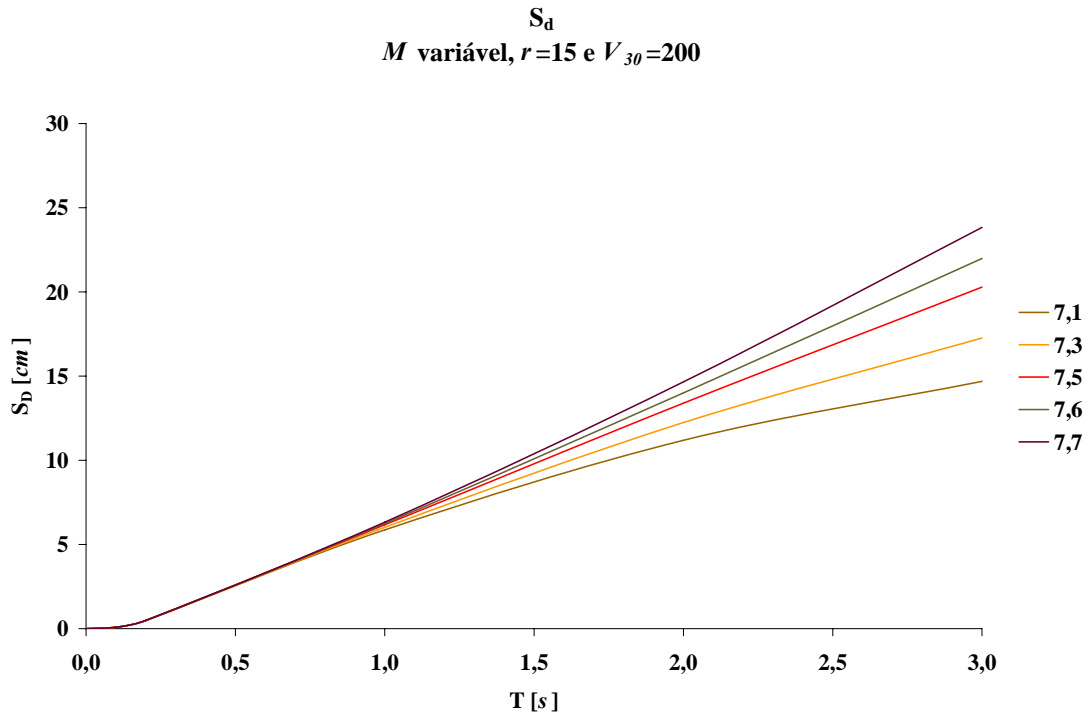


Figura 4.32: S_d para $r=15$; $V_{30}=200$ m/s e M_W variável entre 7,1 e 7,7 km (Beira; modelo de Boore e Atkinson)

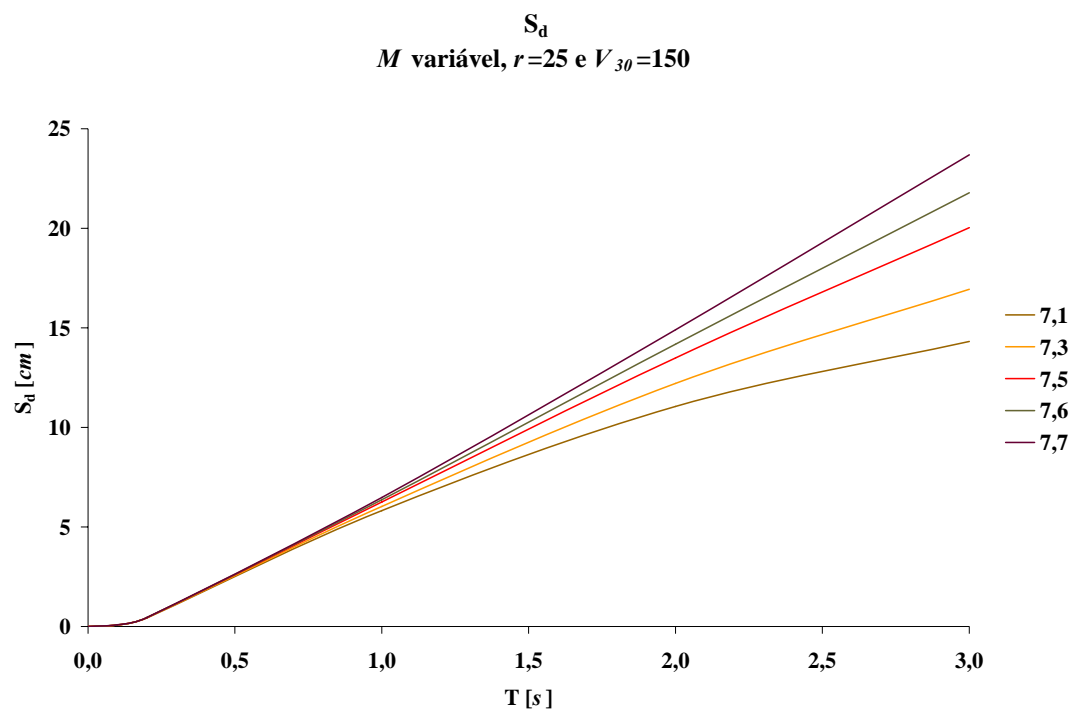


Figura 4.33: S_d para $r=25$; $V_{30}=150$ m/s e M_w variável entre 7,1 e 7,7 km (Beira; modelo de Boore e Atkinson)

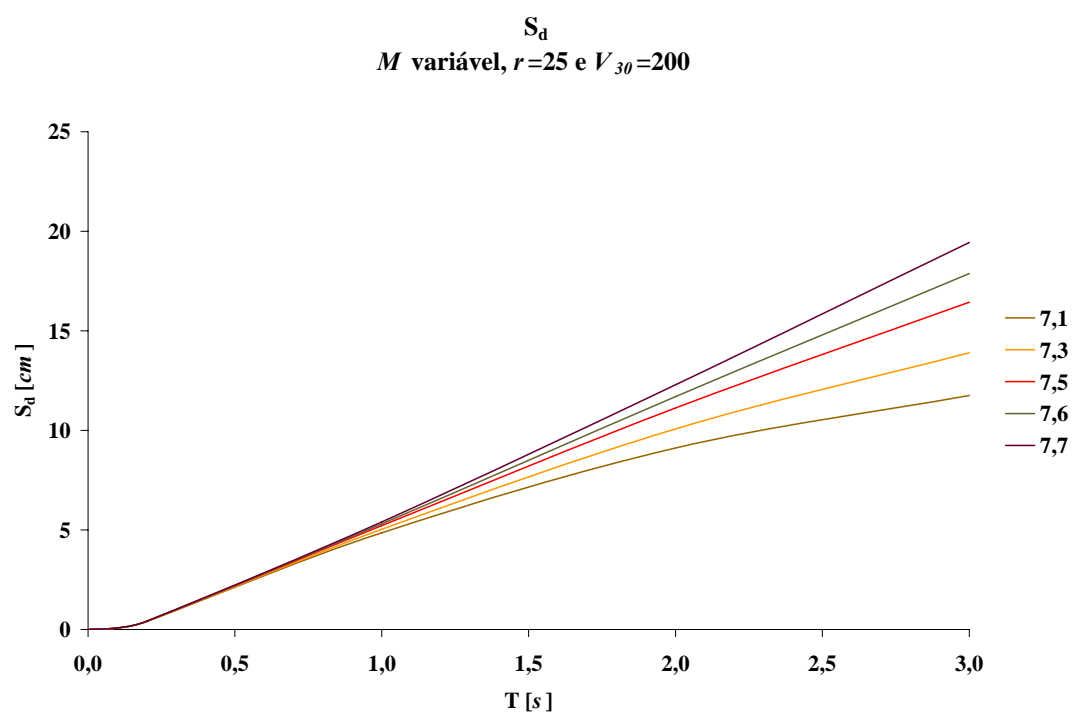


Figura 4.34: S_d para $r=25$; $V_{30}=200$ m/s e M_w variável entre 7,1 e 7,7 km (Beira; modelo de Boore e Atkinson)

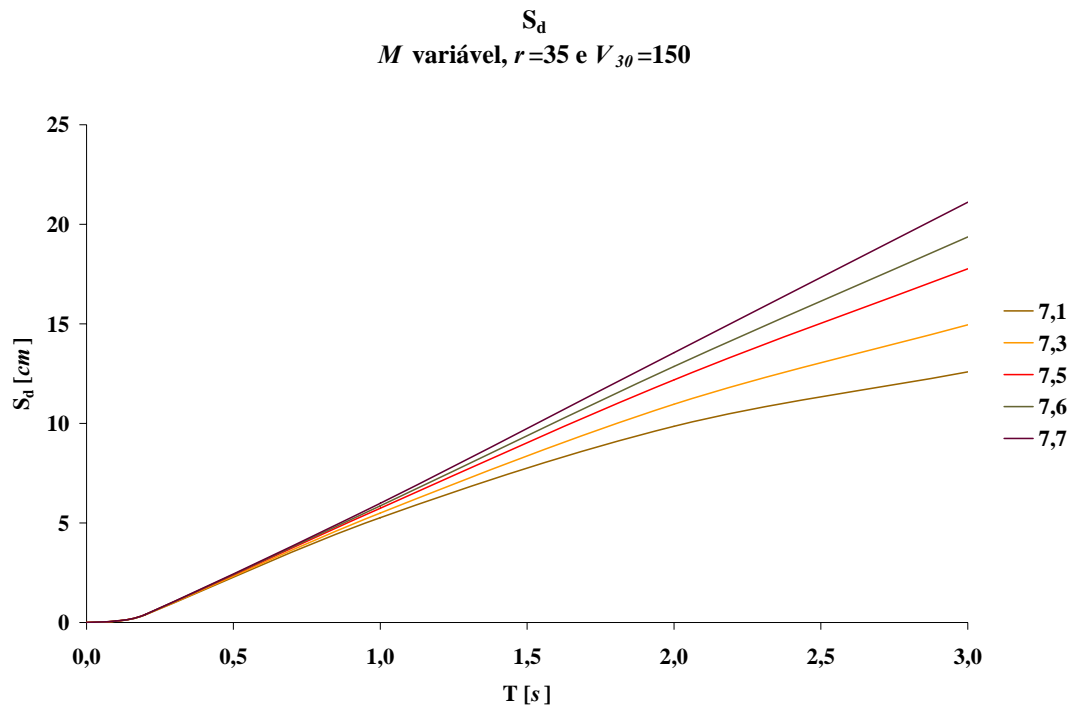


Figura 4.35: S_d para $r=35$; $V_{30}=150$ m/s e M_W variável entre 7,1 e 7,7 km (Beira; modelo de Boore e Atkinson)

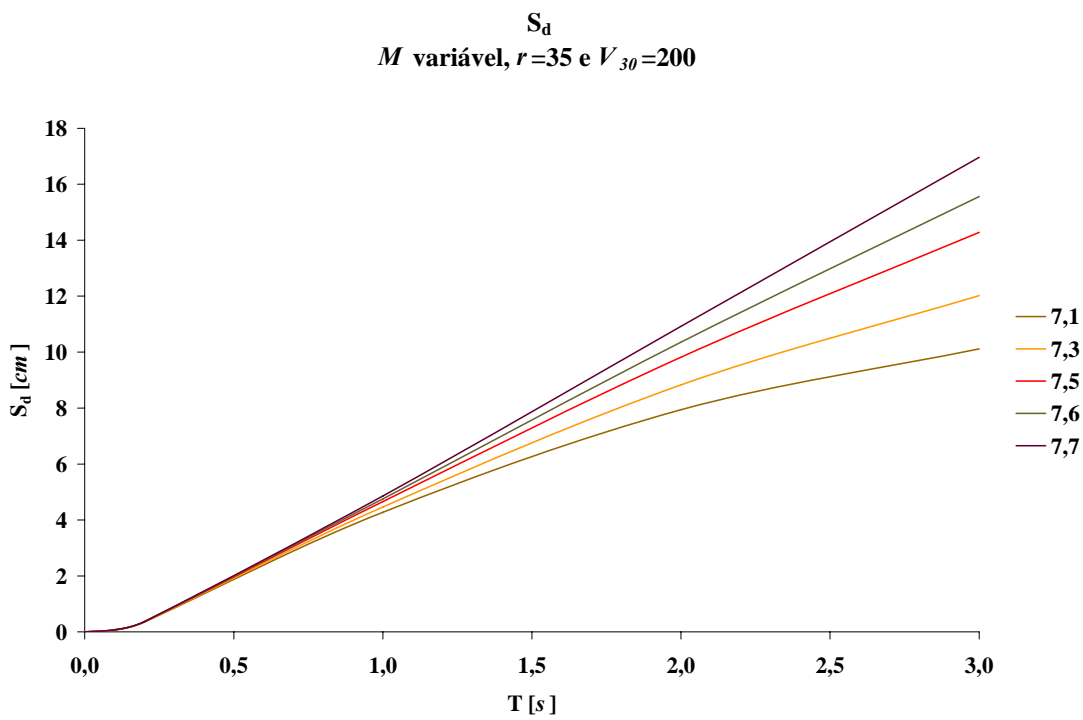


Figura 4.36: S_d para $r=35$; $V_{30}=200$ m/s e M_W variável entre 7,1 e 7,7 km (Beira; modelo de Boore e Atkinson)

O traçado dos gráficos é idêntico ao descrito no ponto anterior. Pode ainda observar-se que os valores de S_d entre $T = 0$ s e $T = 1$ s, para os diferentes valores de magnitude, apresentam diferenças mínimas. A partir de $T = 1$ s observa-se uma (esperada) maior inclinação dos traçados correspondentes aos cenários com maiores valores de magnitude. As representações das magnitudes 7,6 e 7,7 têm um desenvolvimento praticamente rectilíneo em todas os gráficos analisados. As representações da magnitude 7,5 começam com um traçado igualmente quase rectilíneo para $r = 15$ km, verificando-se, no entanto, que para maiores distâncias à fonte existe uma diminuição da inclinação a partir da vizinhança de $T = 1,5$ s. As representações das magnitudes mais baixas (7,1 e 7,3) apresentam a referida diminuição de inclinação em todos os gráficos analisados.

4.4.3.1.3 V_{30} variável, magnitude e distância à fonte fixos

Este conjunto de gráficos apresenta uma comparação dos resultados obtidos para a relação de Boore e Atkinson para diferentes valores de V_{30} , para os valores máximo e mínimo de magnitude considerados para a cidade da Beira e para as distâncias de 15, 25 e 35 km.

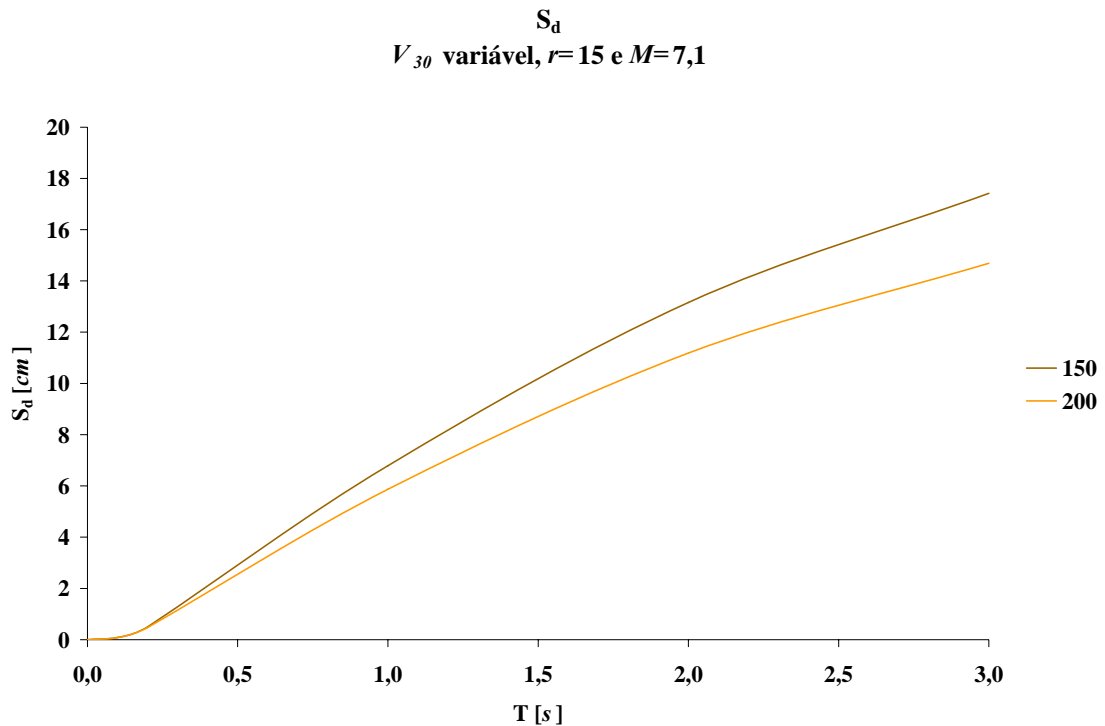


Figura 4.37: S_d para $r=15$; $M_W=7,1$ e V_{30} variável entre 150 e 200 m/s (Beira; modelo de Boore e Atkinson)

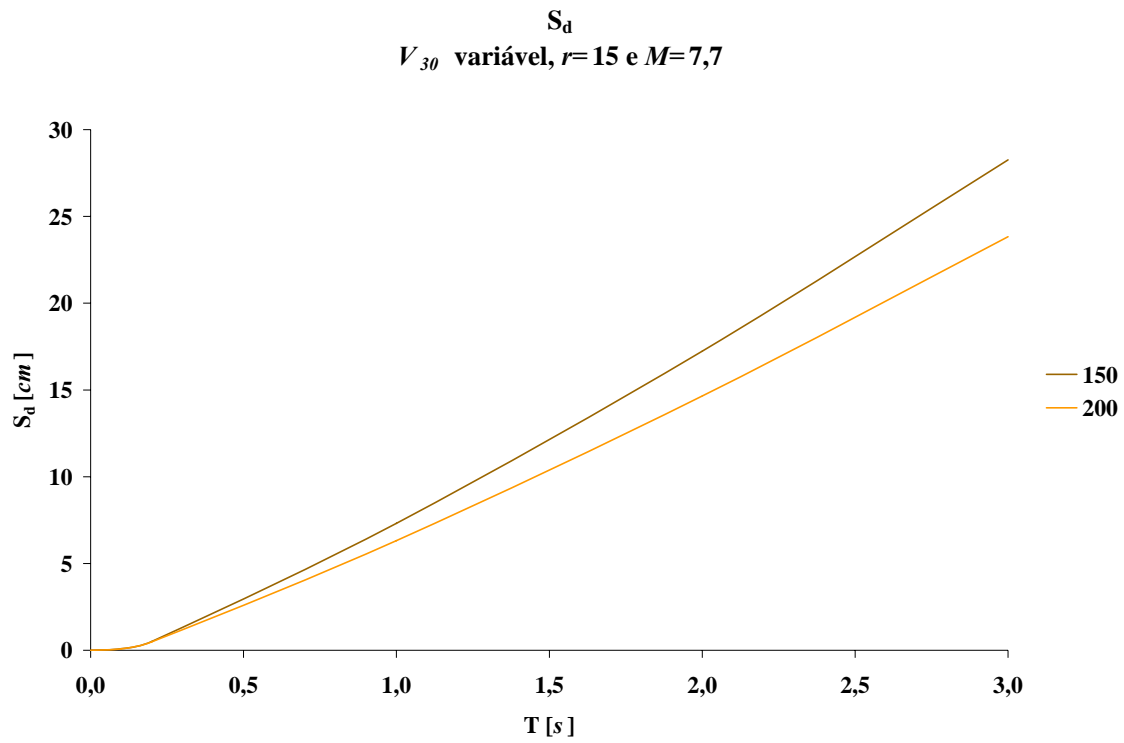


Figura 4.38: S_d para $r=15$; $M_W=7,7$ e V_{30} variável entre 150 e 200 m/s (Beira; modelo de Boore e Atkinson)

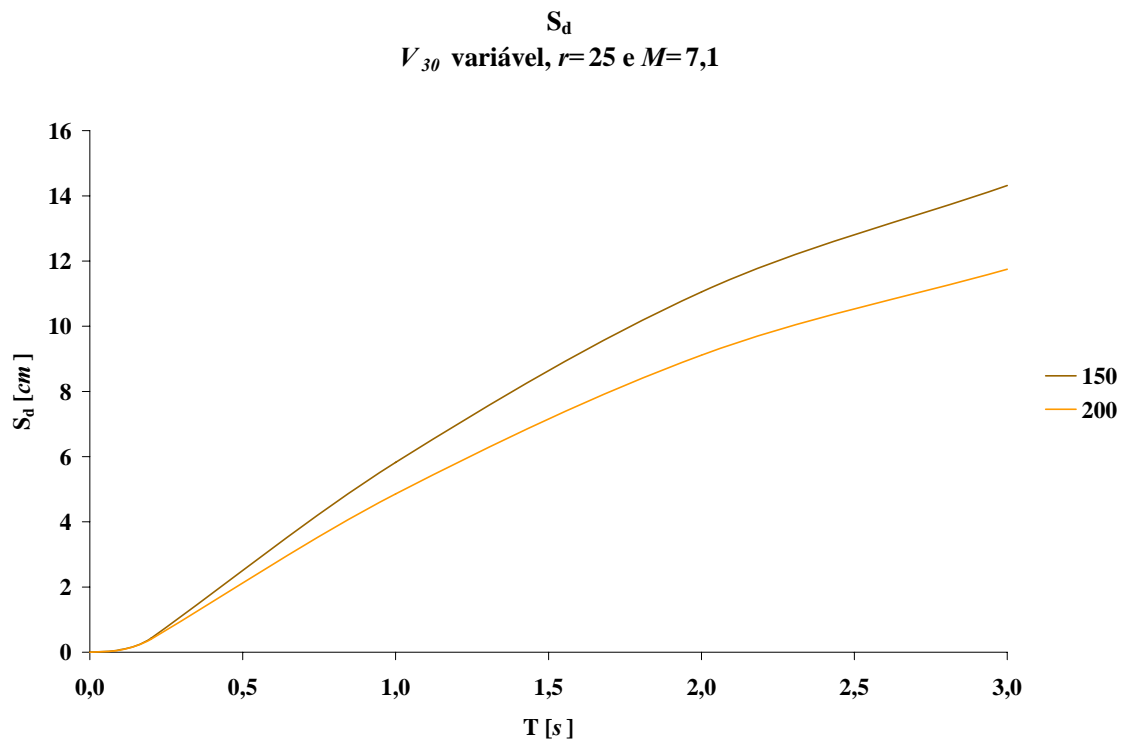


Figura 4.39: S_d para $r=25$; $M_W=7,1$ e V_{30} variável entre 150 e 200 m/s (Beira; modelo de Boore e Atkinson)

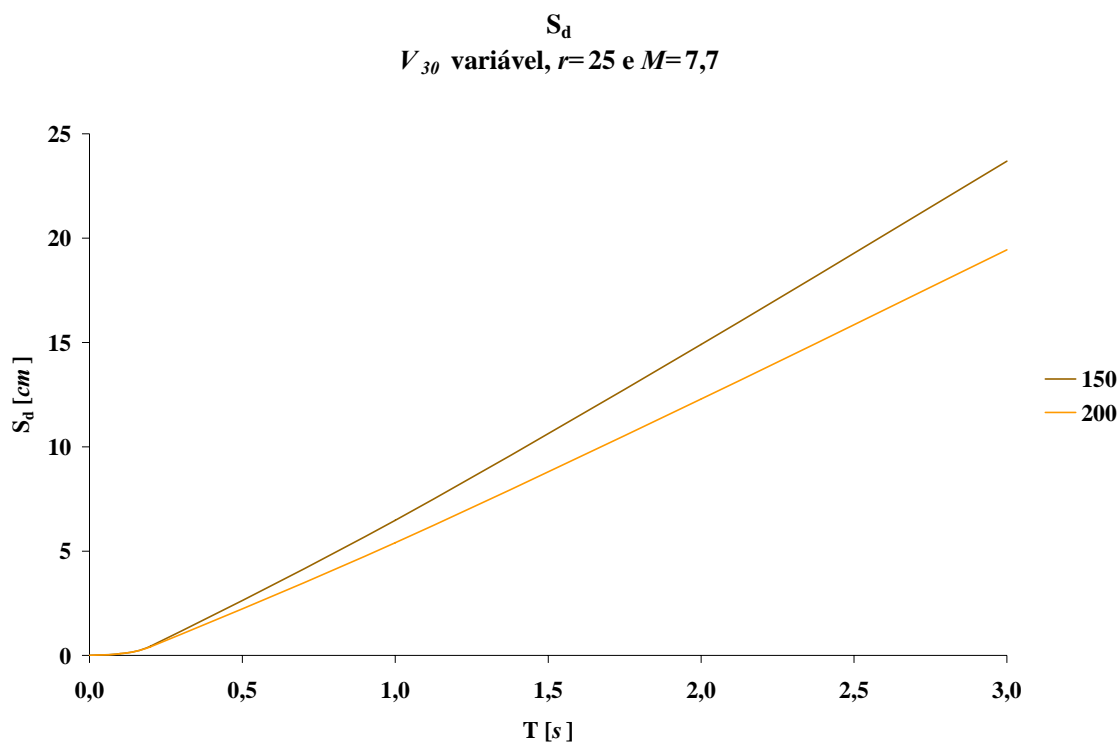


Figura 4.40: S_d para $r=25$; $M_W=7,7$ e V_{30} variável entre 150 e 200 m/s (Beira; modelo de Boore e Atkinson)

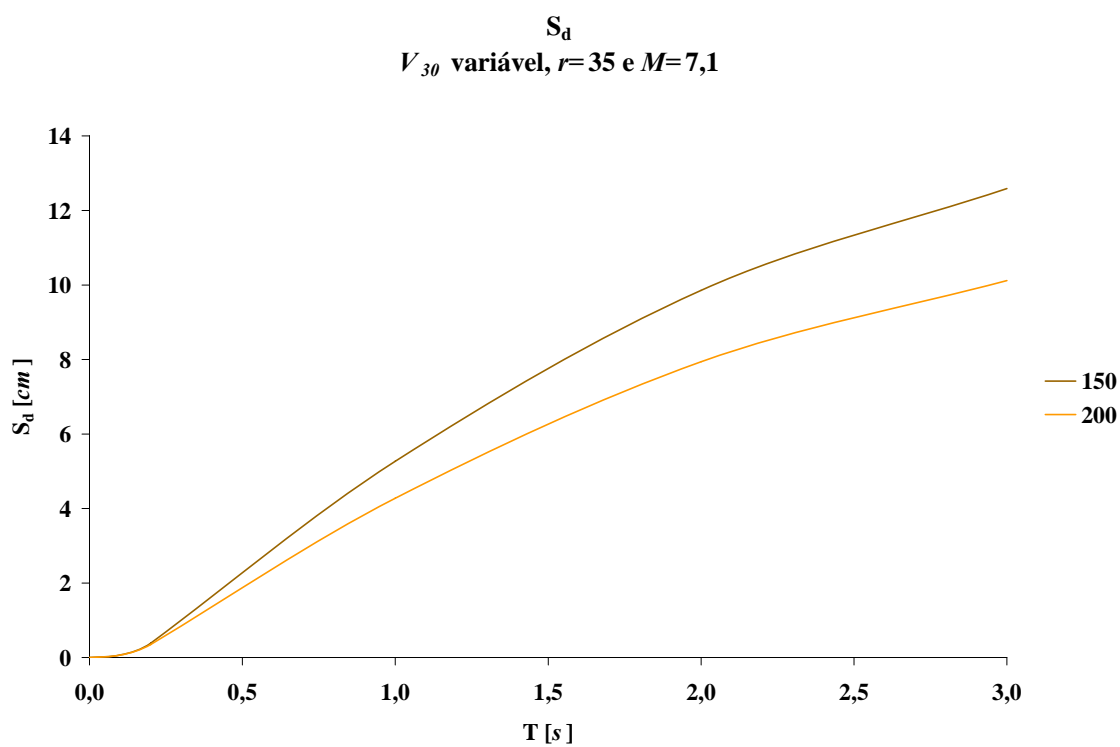


Figura 4.41: S_d para $r=35$; $M_W=7,1$ e V_{30} variável entre 150 e 200 m/s (Beira; modelo de Boore e Atkinson)

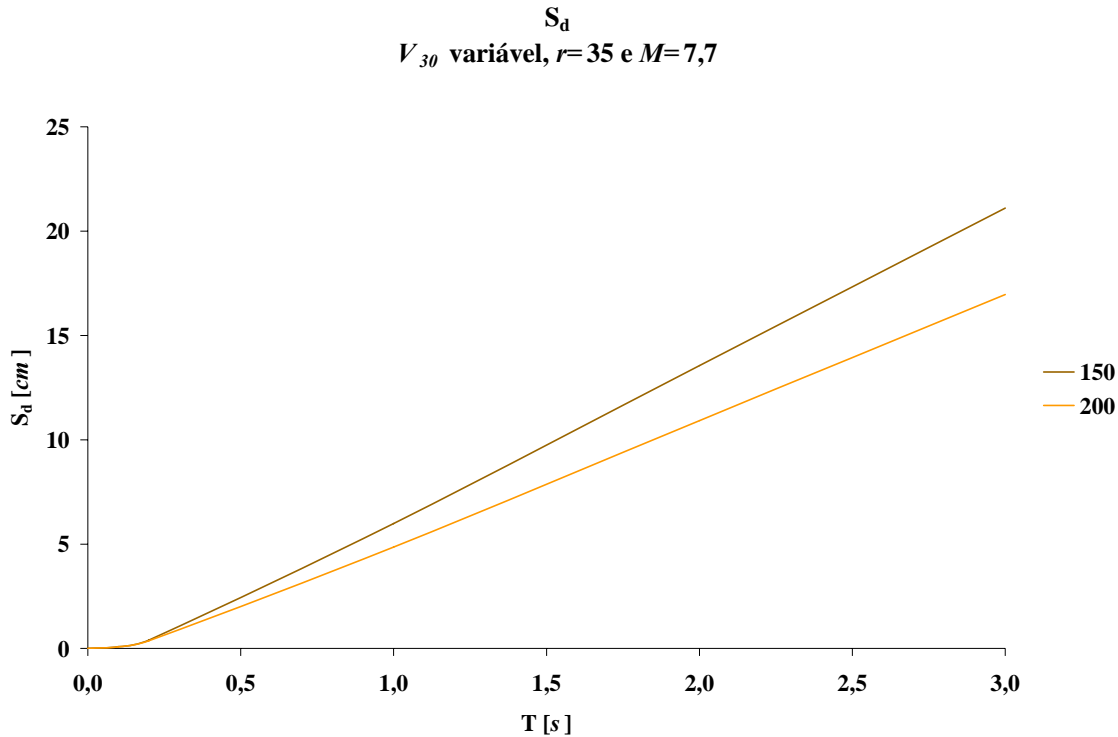


Figura 4.42: S_d para $r=35$; $M_W=7,7$ e V_{30} variável entre 150 e 200 m/s (Beira; modelo de Boore e Atkinson)

Observando os gráficos, verifica-se um traçado semelhante para os dois valores de V_{30} exceptuando no que diz respeito à inclinação (esta é tanto maior quanto menor for V_{30}).

São de seguida apresentados os valores das ordenadas espectrais (para as distâncias de 15, 25 e 35 km) correspondentes aos períodos 0,3, 0,6 e 1,0 s:

Tabela 4.9: Valores de S_d [cm] para $T = 0,3$; 0,6 e 1,0 s (Beira; modelo de Boore e Atkinson)

T [s]	M_W	7,1		7,3		7,5		7,6		7,7	
	$r[km] \setminus V_{30}[m/s]$	150	200	150	200	150	200	150	200	150	200
0,3	15	1,29	1,15	1,31	1,17	1,34	1,20	1,35	1,21	1,37	1,22
	25	1,10	0,96	1,14	0,98	1,17	1,01	1,19	1,03	1,20	1,04
	35	0,99	0,84	1,03	0,87	1,07	0,90	1,08	0,91	1,10	0,93
0,6	15	3,65	3,17	3,73	3,25	3,82	3,33	3,87	3,37	3,92	3,41
	25	3,13	2,63	3,24	2,72	3,35	2,81	3,41	2,86	3,46	2,91
	35	2,83	2,31	2,94	2,41	3,07	2,51	3,13	2,56	3,20	2,61
1,0	15	6,79	5,87	6,96	6,01	7,14	6,17	7,23	6,24	7,32	6,32
	25	5,82	4,86	6,03	5,03	6,25	5,21	6,36	5,31	6,48	5,40
	35	5,27	4,28	5,50	4,46	5,74	4,66	5,86	4,76	5,99	4,86

4.4.3.2 Chimoio

4.4.3.2.1 Distância à fonte variável, magnitude e V_{30} fixos

Os gráficos apresentados mostram o desenvolvimento do espectro de deslocamento em relação ao período. Cada gráfico é uma representação da variação das ordenadas espectrais com a variação das distâncias à fonte sísmica, para uma magnitude e V_{30} específicos. Após análise dos gráficos foi observado que o seu desenvolvimento é semelhante para os diferentes valores de magnitude. São portanto apenas apresentados os gráficos correspondentes às magnitudes mínima, intermédia e máxima consideradas para a cidade do Chimoio, considerando-se que estes ilustram suficientemente a variação das ordenadas espectrais com a variação da magnitude (encontram-se em Anexo digital os dados correspondentes a todas as magnitudes consideradas).

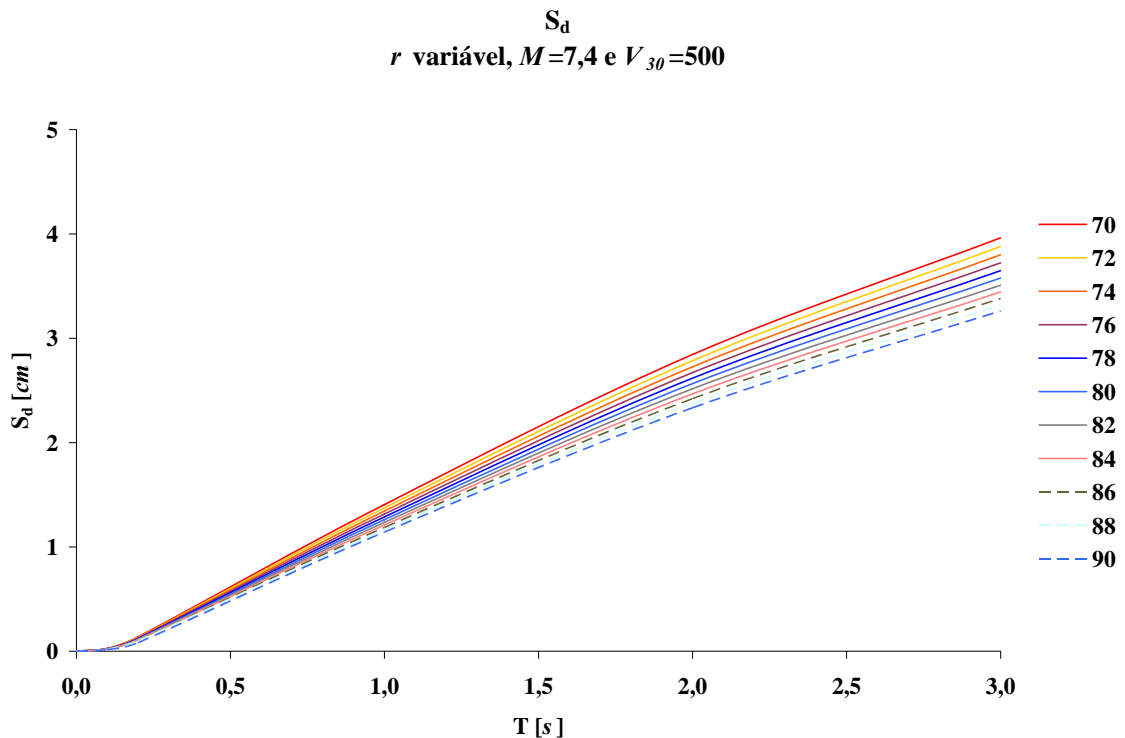


Figura 4.43: S_d para $M_W = 7,4$; $V_{30}=500$ m/s; r variável entre 70 e 90 km (Chimoio; modelo de Boore e Atkinson)

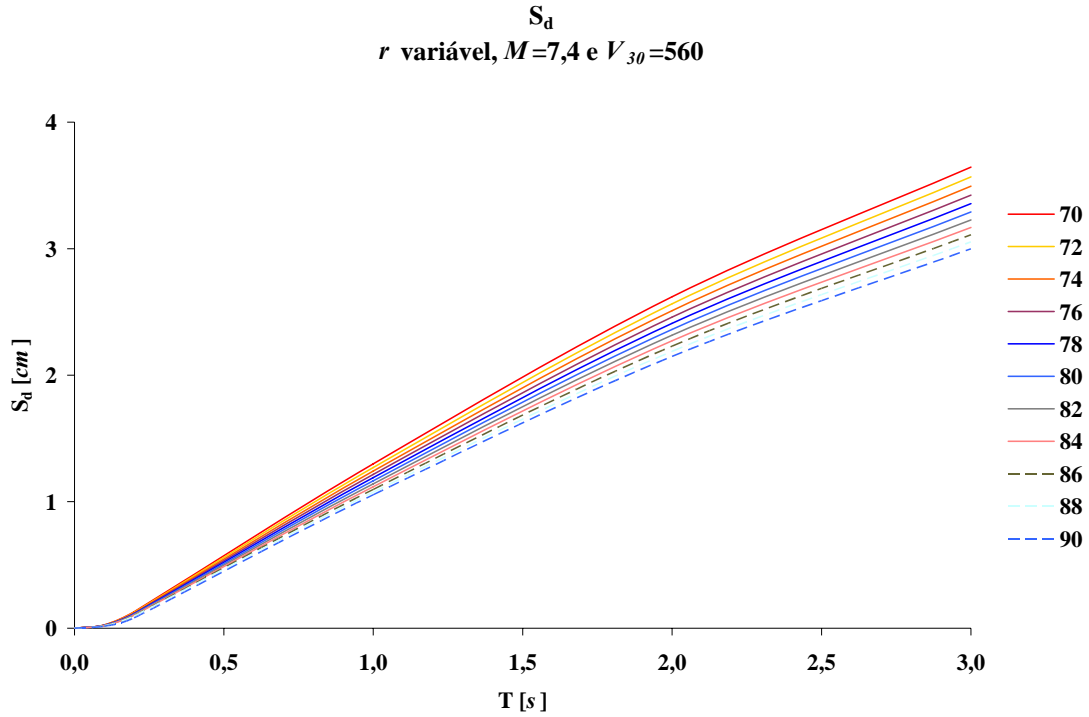


Figura 4.44: S_d para $M_W = 7,4$; $V_{30}=560$ m/s; r variável entre 70 e 90 km (Chimoio; modelo de Boore e Atkinson)

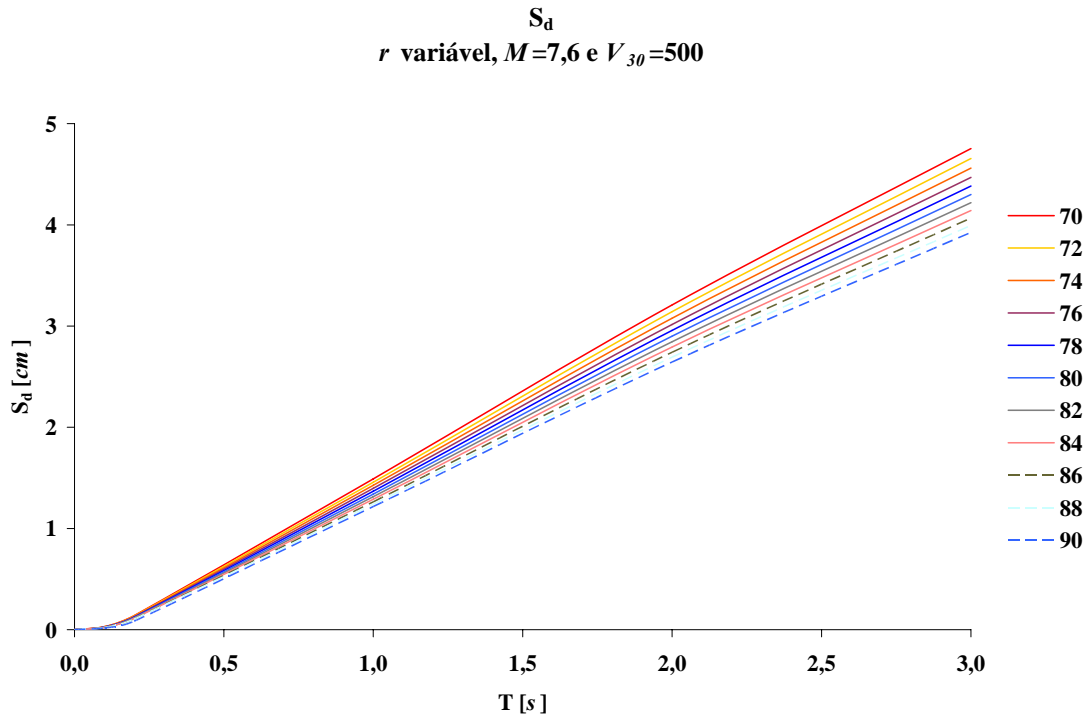


Figura 4.45: S_d para $M_W = 7,6$; $V_{30}=500$ m/s; r variável entre 70 e 90 km (Chimoio; modelo de Boore e Atkinson)

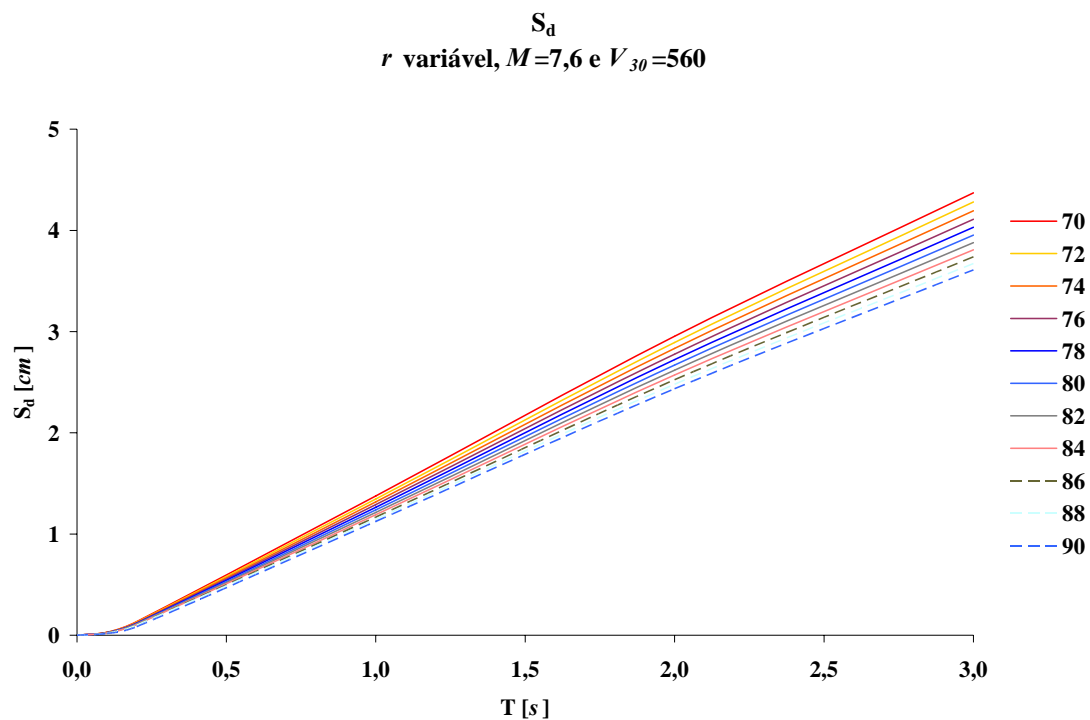


Figura 4.46: S_d para $M_W = 7,6$; $V_{30}=560$ m/s; r variável entre 70 e 90 km (Chimoio; modelo de Boore e Atkinson)

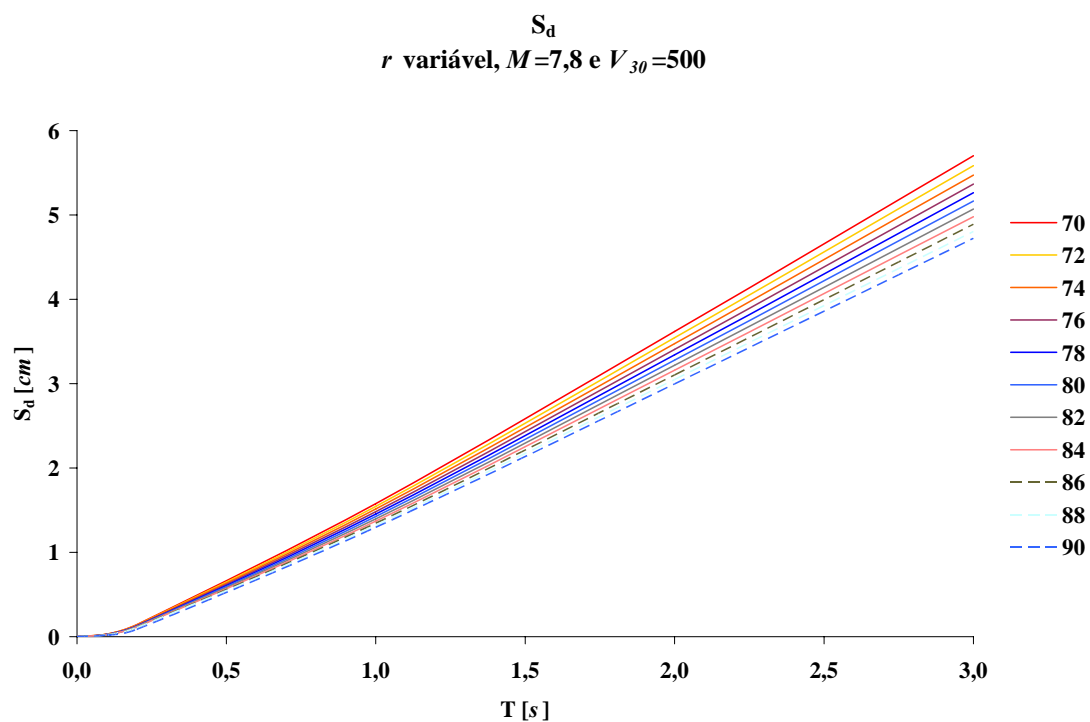


Figura 4.47: S_d para $M_W = 7,8$; $V_{30}=500$ m/s; r variável entre 70 e 90 km (Chimoio; modelo de Boore e Atkinson)

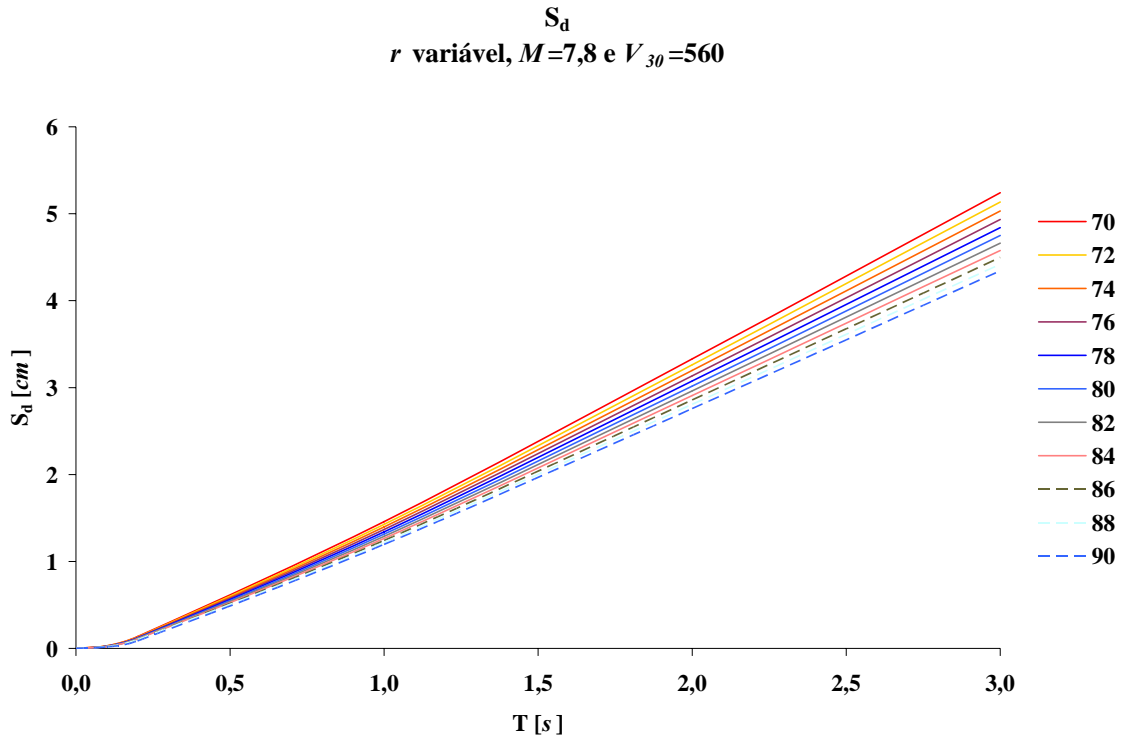


Figura 4.48: S_d para $M_W = 7,8$; $V_{30}=560$ m/s; r variável entre 70 e 90 km (Chimoio; modelo de Boore e Atkinson)

O traçado das curvas apresenta um desenvolvimento crescente quase linear (inclinação praticamente constante) – tal como sucede na análise feita, recorrendo a esta equação, à cidade da Beira – até ao fim da gama de períodos considerada pela equação ($T = 3$ s). Verifica-se que para o valor de $M_W = 7,4$ há uma redução da inclinação da curva a partir de $T = 2$ s. É ainda observável que o menor valor de V_{30} (500 m/s) leva a maiores valores das ordenadas espectrais.

4.4.3.2.2 Magnitude variável, distância à fonte e V_{30} fixos

Estes gráficos representam uma comparação entre as diferentes magnitudes consideradas para a cidade do Chimoio – mantendo as distâncias entre a fonte sísmica e a cidade, e as características locais do solo, constantes. Por razões análogas à secção anterior são apenas apresentados os gráficos correspondentes às distâncias mínima, intermédia e máxima analisadas.

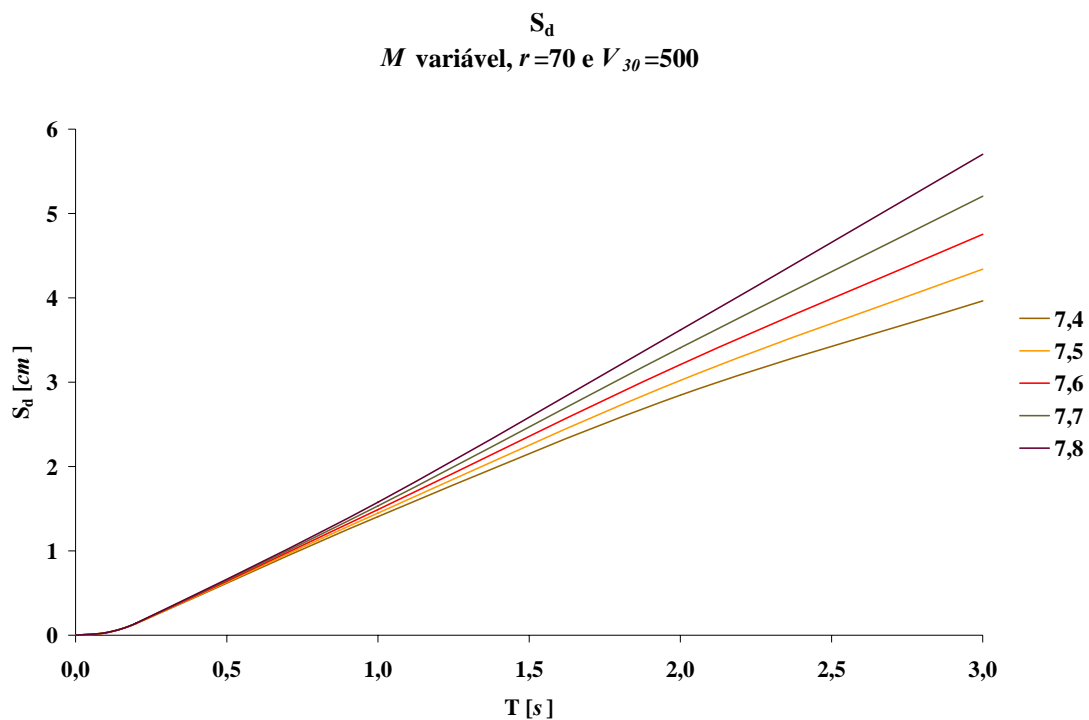


Figura 4.49: S_d para $r=70$ km; $V_{30}=500$ m/s; M_w variável de 7,4 a 7,8 (Chimoio; modelo de Boore e Atkinson)

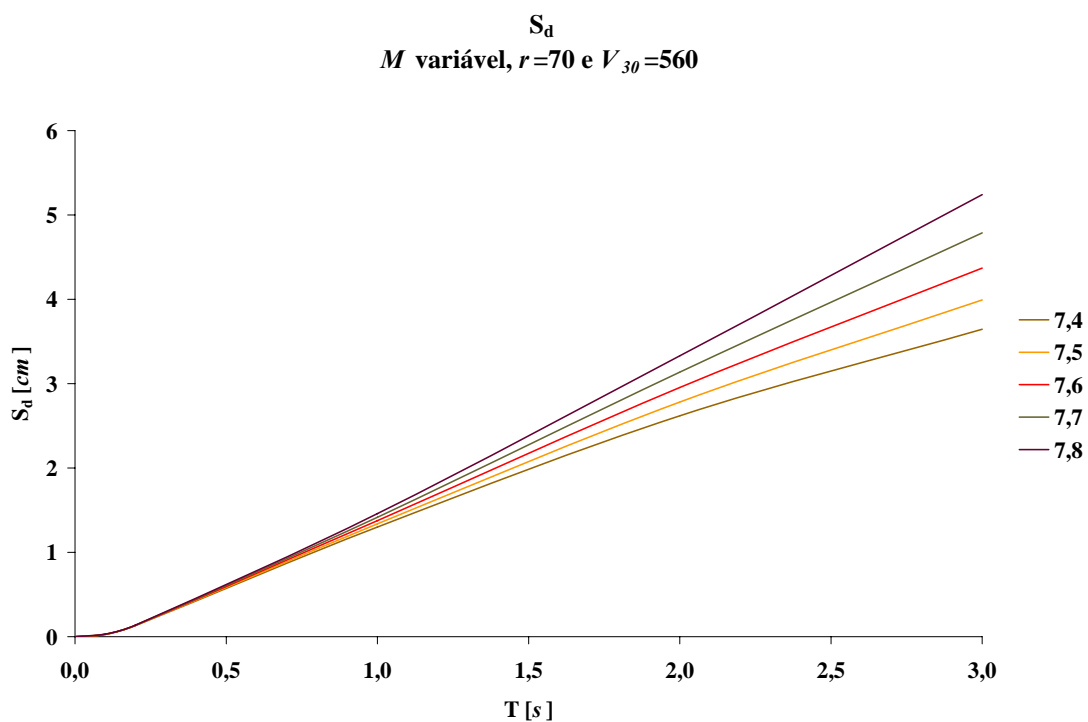


Figura 4.50: S_d para $r=70$ km; $V_{30}=560$ m/s; M_w variável entre 7,4 e 7,8 (Chimoio; modelo de Boore e Atkinson)

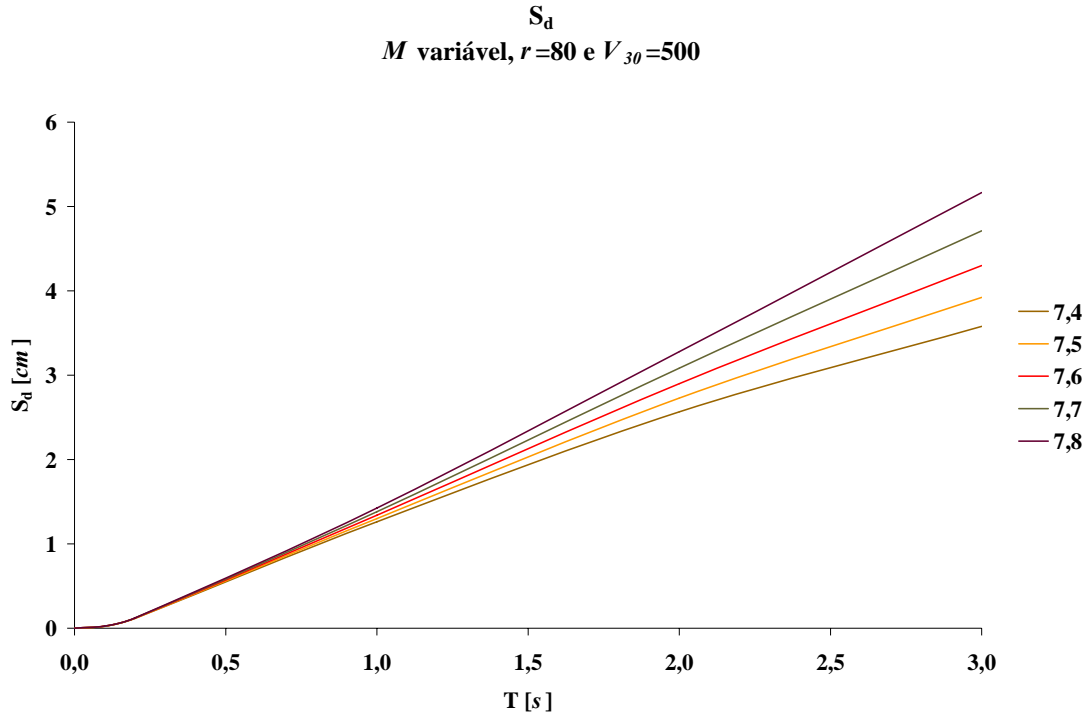


Figura 4.51: S_d para $r=80$ km; $V_{30}=500$ m/s; M_w variável entre 7,4 e 7,8 (Chimoio; modelo de Boore e Atkinson)

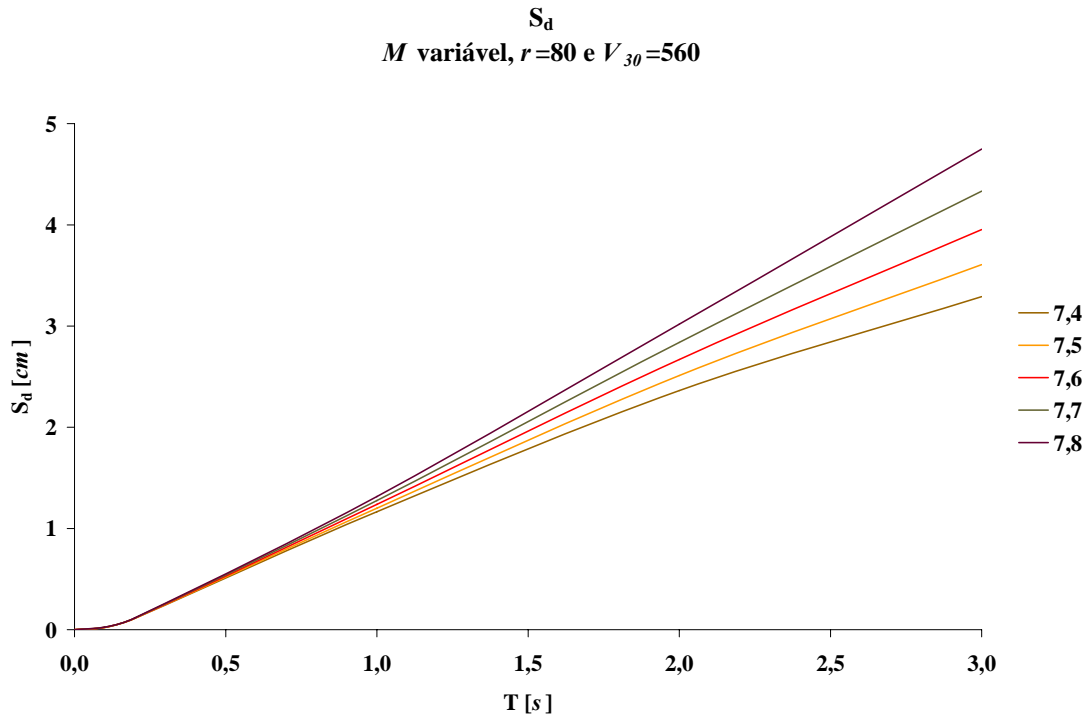


Figura 4.52: S_d para $r=80$ km; $V_{30}=560$ m/s; M_w variável entre 7,4 e 7,8 (Chimoio; modelo de Boore e Atkinson)

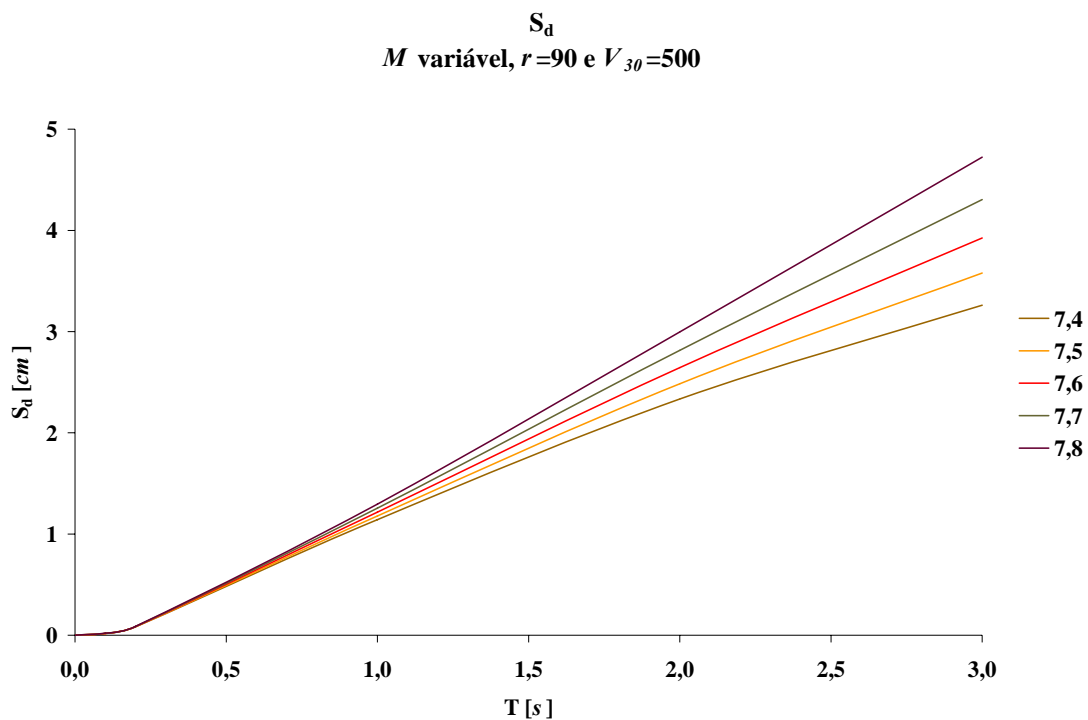


Figura 4.53: S_d para $r=90$ km; $V_{30}=500$ m/s; M_w variável entre 7,4 e 7,8 (Chimoio; modelo de Boore e Atkinson)

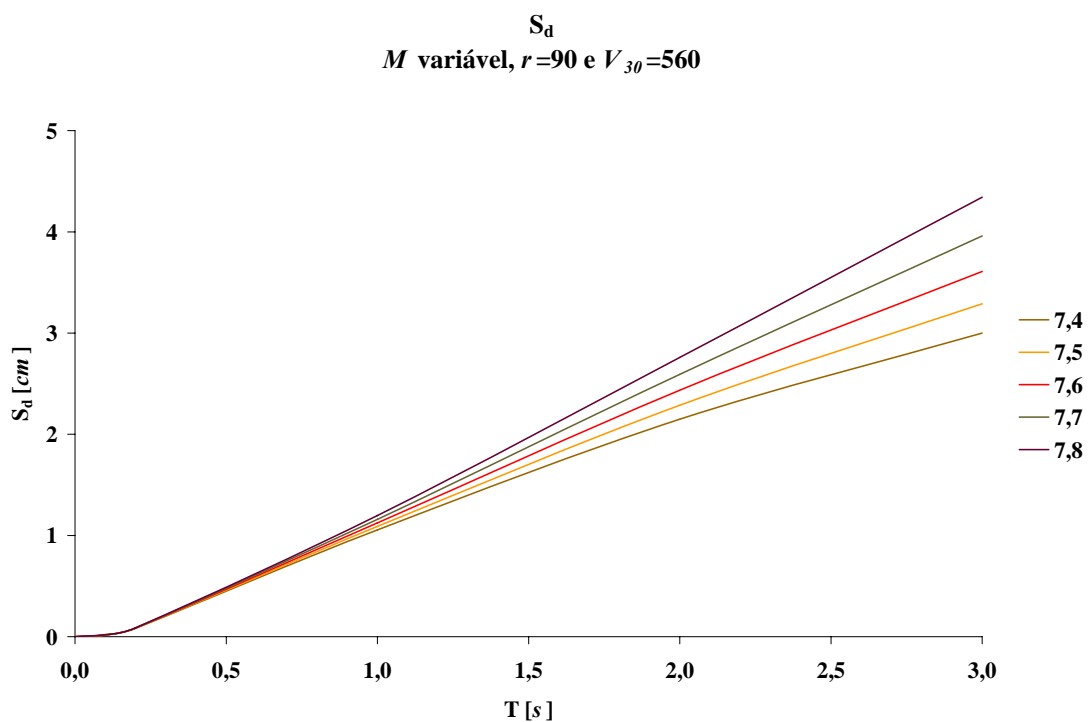


Figura 4.54: S_d para $r=90$ km; $V_{30}=560$ m/s; M_w variável entre 7,4 e 7,8 (Chimoio; modelo de Boore e Atkinson)

O traçado dos gráficos é idêntico ao descrito no ponto anterior. Pode ainda observar-se que os valores de S_d entre $T = 0$ s e $T = 1$ s, para os diferentes valores de magnitude, apresentam diferenças mínimas. A partir de $T = 1$ s observa-se uma (esperada) maior inclinação dos traçados correspondentes aos cenários com maiores valores de magnitude. As representações das magnitudes 7,7 e 7,8 têm um desenvolvimento praticamente rectilíneo em todas os gráficos analisados. As representações da magnitude 7,6 começam com um traçado igualmente quase rectilíneo para $r = 70$ km, verificando-se, no entanto, que para maiores distâncias à fonte existe uma diminuição da inclinação a partir da vizinhança de $T = 1,5$ s. As representações das magnitudes mais baixas (7,4 e 7,5) apresentam a referida diminuição de inclinação em todos os gráficos analisados.

4.4.3.2.3 V_{30} variável, magnitude e distância à fonte fixos

Este conjunto de gráficos apresenta uma comparação dos resultados obtidos para a relação de Boore e Atkinson para diferentes valores de V_{30} , para os valores máximo e mínimo de magnitude considerados para a cidade do Chimoio e para as distâncias de 70, 80 e 90 km.

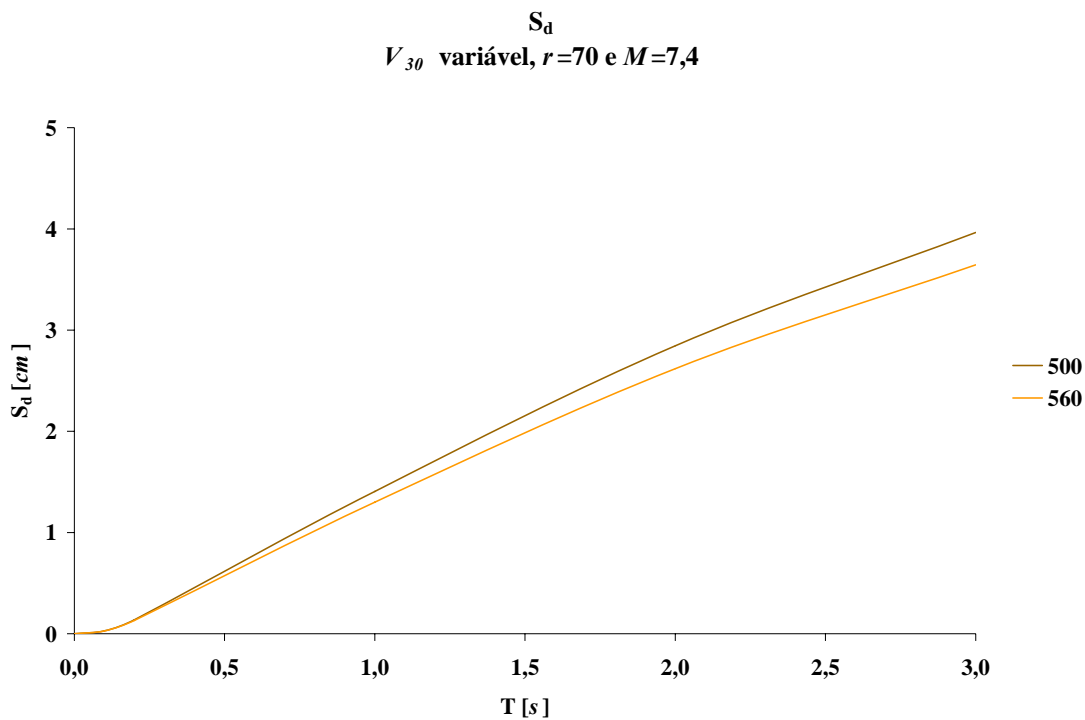


Figura 4.55: S_d para $r=70$ km; $M_w=7,4$; V_{30} variável entre 500 e 560 m/s (Chimoio; modelo de Boore e Atkinson)

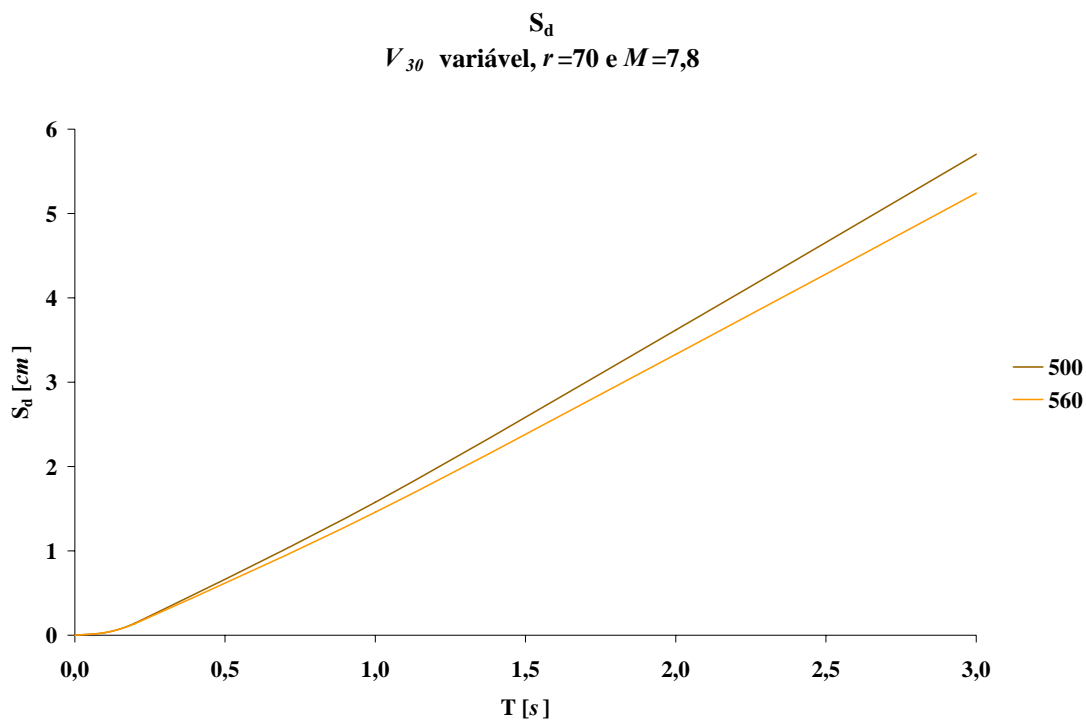


Figura 4.56: S_d para $r=70$ km; $M_W=7,8$; V_{30} variável entre 500 e 560 m/s (Chimoio; modelo de Boore e Atkinson)

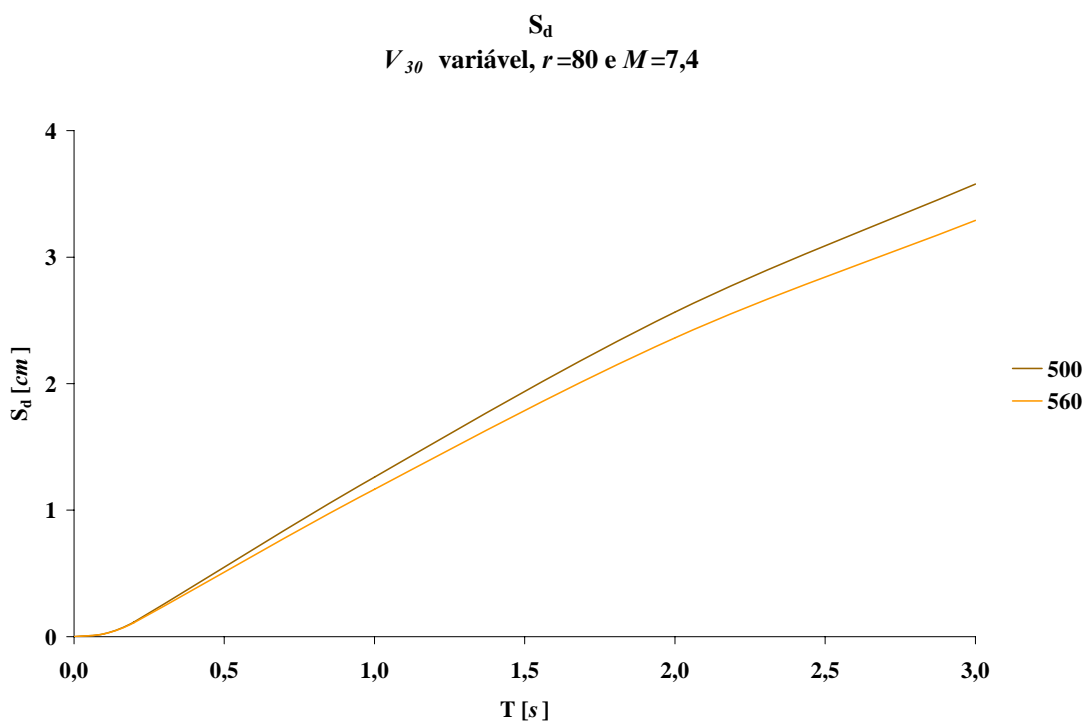


Figura 4.57: S_d para $r=80$ km; $M_W=7,4$; V_{30} variável entre 500 e 560 m/s (Chimoio; modelo de Boore e Atkinson)

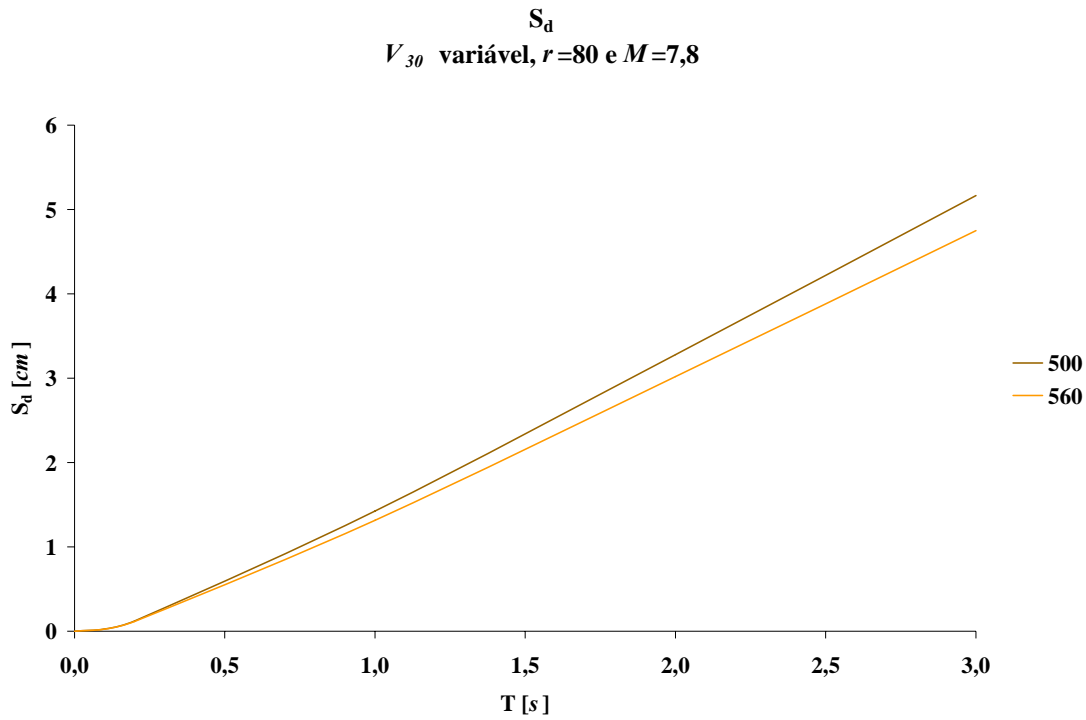


Figura 4.58: S_d para $r=80$ km; $M_W=7,8$; V_{30} variável entre 500 e 560 m/s (Chimoio; modelo de Boore e Atkinson)

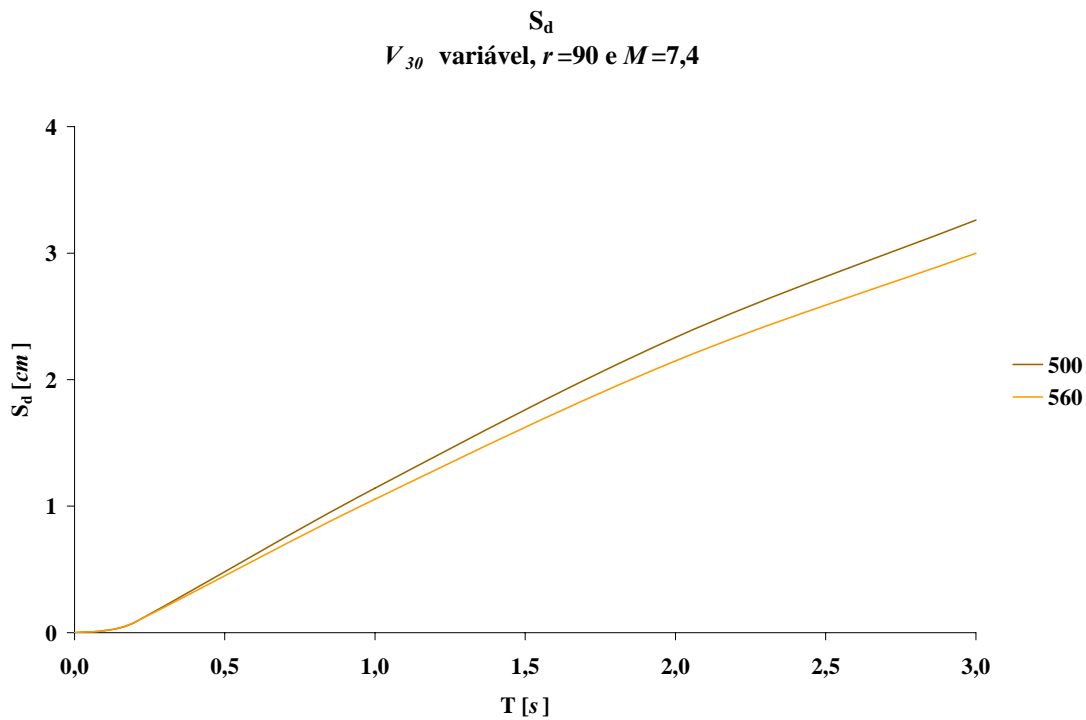


Figura 4.59: S_d para $r=90$ km; $M_W=7,4$; V_{30} variável entre 500 e 560 m/s (Chimoio; modelo de Boore e Atkinson)

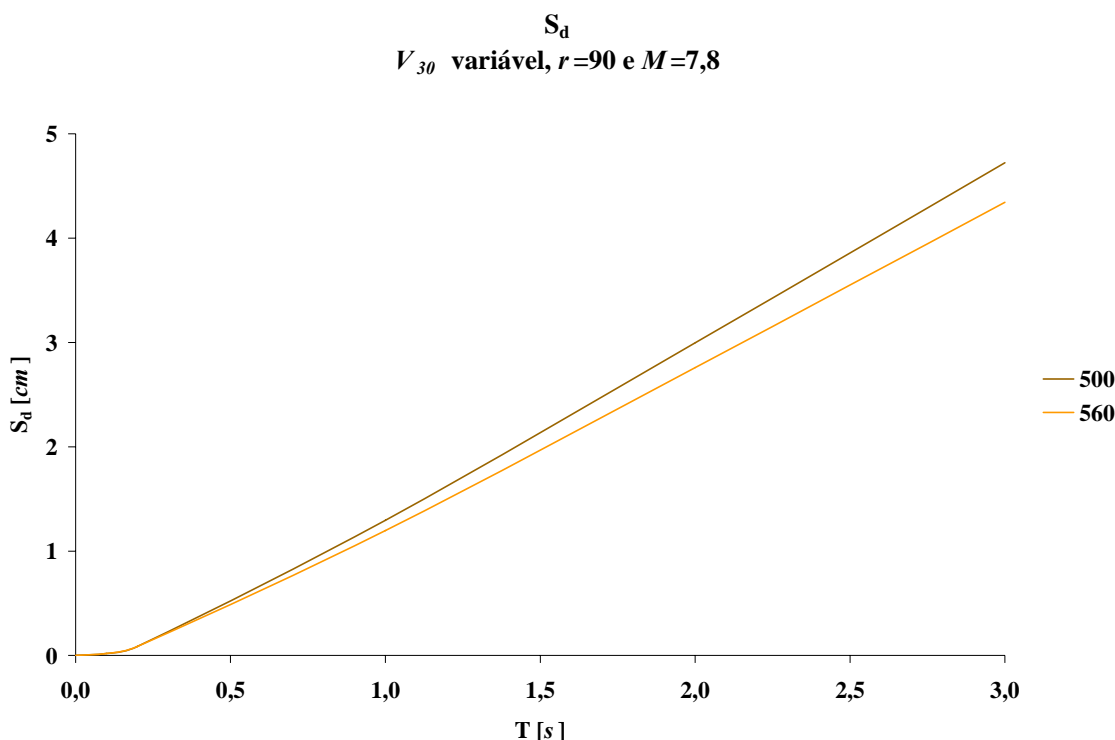


Figura 4.60: S_d para $r=90$ km; $M_W=7,8$; V_{30} variável entre 500 e 560 m/s (Chimoio; modelo de Boore e Atkinson)

Observando os gráficos verifica-se um traçado semelhante para os dois valores de V_{30} exceptuando no que diz respeito à inclinação (esta é tanto maior quanto menor for V_{30}).

São de seguida apresentados os valores das ordenadas espectrais (para as distâncias de 70, 80 e 90 km) correspondentes aos períodos 0,3, 0,6 e 1,0 s:

Tabela 4.10: Valores de S_d [cm] para $T = 0,3$; 0,6 e 1,0 s (Chimoio; modelo de Boore e Atkinson)

T [s]	M_W	7,4		7,5		7,6		7,7		7,8	
	$r[km] \setminus V_{30}[m/s]$	500	560	500	560	500	560	500	560	500	560
0,3	70	0,30	0,28	0,30	0,28	0,31	0,29	0,32	0,30	0,32	0,30
	80	0,26	0,24	0,27	0,25	0,27	0,25	0,28	0,26	0,28	0,27
	90	0,21	0,20	0,22	0,21	0,23	0,21	0,23	0,22	0,24	0,23
0,6	70	0,77	0,71	0,79	0,73	0,81	0,75	0,84	0,78	0,86	0,80
	80	0,69	0,64	0,71	0,66	0,73	0,68	0,75	0,70	0,77	0,72
	90	0,61	0,57	0,63	0,59	0,65	0,60	0,67	0,62	0,69	0,64
1,0	70	1,41	1,30	1,45	1,34	1,49	1,38	1,53	1,42	1,58	1,46
	80	1,26	1,17	1,30	1,20	1,34	1,24	1,38	1,28	1,42	1,32
	90	1,14	1,05	1,18	1,09	1,22	1,12	1,26	1,16	1,30	1,20

4.4.4 Modelo de Campbell e Bozorgnia

Os resultados da aplicação das equações de Campbell e Bozorgnia (2006) são apresentados como gráficos em que se comparam os valores das ordenadas espectrais (S_d) para diferentes valores de magnitude, distâncias à fonte do sismo e características do solo local.

4.4.4.1 Beira

4.4.4.1.1 Distância à fonte variável e magnitude fixa

Os gráficos apresentados mostram o desenvolvimento do espectro de deslocamento em relação ao período. Cada gráfico é uma representação da variação das ordenadas espectrais com a variação das distâncias à fonte sísmica, para uma magnitude específica.

Como foi referido, as limitações inerentes à utilização a equação de Campbell e Bozorgnia limitam os cenários que podem ser avaliados. No caso específico da cidade da Beira, apenas puderam ser avaliadas as magnitudes 7,1, 7,3 e 7,5 e um tipo de solo caracterizado por $V_{30} = 200 \text{ m/s}$.

Após análise dos gráficos foi observado que o seu desenvolvimento é semelhante para os diferentes valores de magnitude. São, portanto, apenas apresentados os gráficos correspondentes às magnitudes mínima e máxima que se puderam considerar para a cidade da Beira recorrendo às equações de Campbell e Bozorgnia, considerando-se que estes ilustram suficientemente a variação das ordenadas espectrais com a variação da magnitude (encontram-se em Anexo digital os dados correspondentes a todas as magnitudes consideradas).

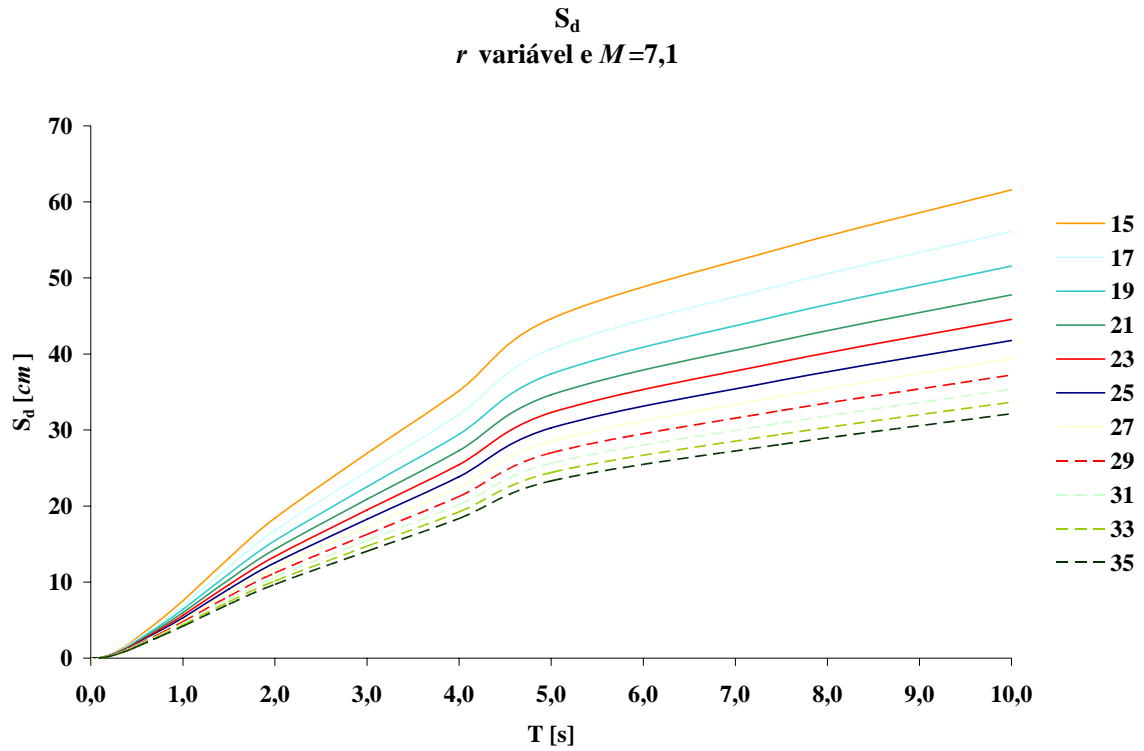


Figura 4.61: S_d para $M_W=7,1$; r variável entre 15 e 35 km (Beira; modelo de Campbell e Bozorgnia)

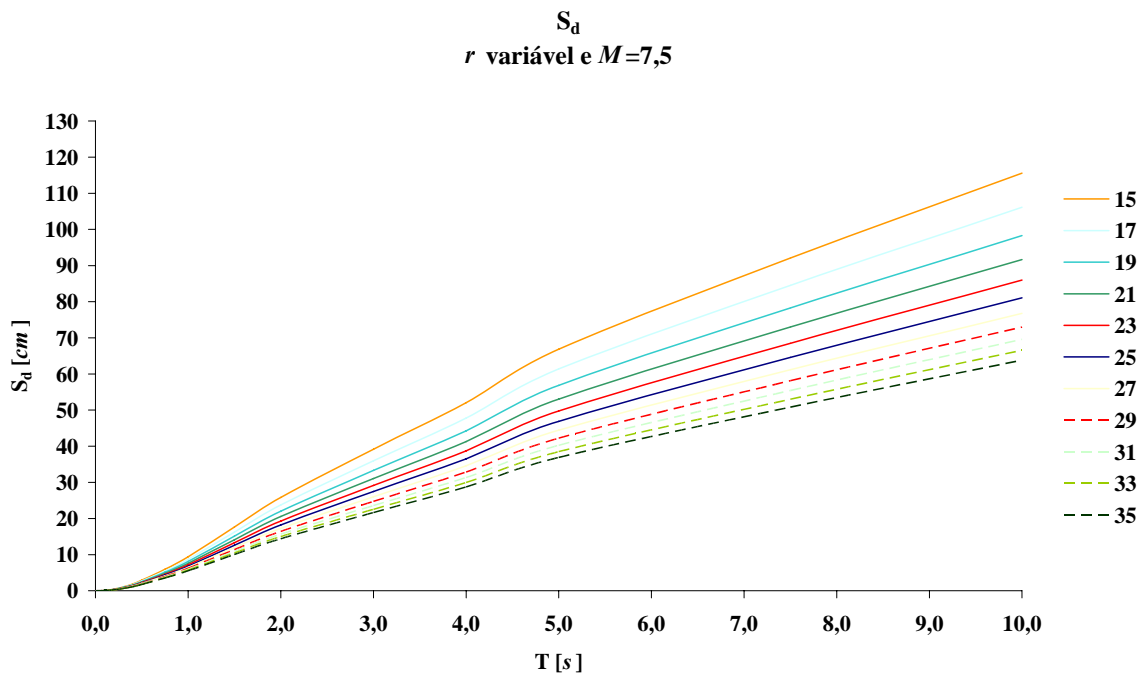


Figura 4.62: S_d para $M_W=7,5$; r variável entre 15 e 35 km (Beira; modelo de Campbell e Bozorgnia)

Os gráficos representando o parâmetro S_d apresentam um desenvolvimento crescente quase linear, sendo aparente uma mudança de inclinação no traçado dos gráficos em dois pontos distintos. O traçado da curva fica portanto dividido em três “troços” com inclinações visivelmente distintas, entre os intervalos de T [0 a 1,7] s (esta mudança de inclinação é mais notável para os traçados correspondentes às menores distâncias), T [1,7 a 4,5] s e T [4,5 a 10] s.

4.4.4.1.2 Magnitude variável e distância à fonte fixa

Este conjunto de gráficos apresenta a comparação entre os resultados obtidos para a relação de Campbell e Bozorgnia para diferentes valores de magnitude, para um valor de $V_{30} = 200$ m/s e mantendo-se fixa a distância à fonte sísmica (15, 25 e 35 km).

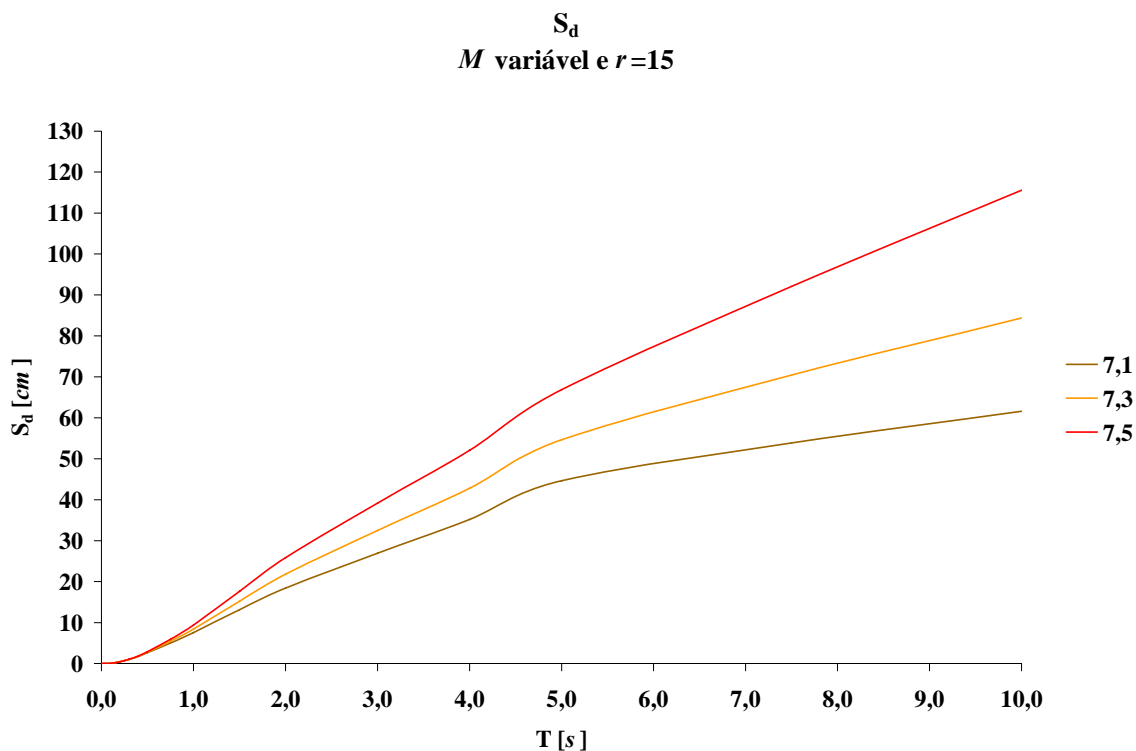


Figura 4.63: S_d para $r=15$ km; M_w variável entre 7,1 e 7,5 (Beira; modelo de Campbell e Bozorgnia)

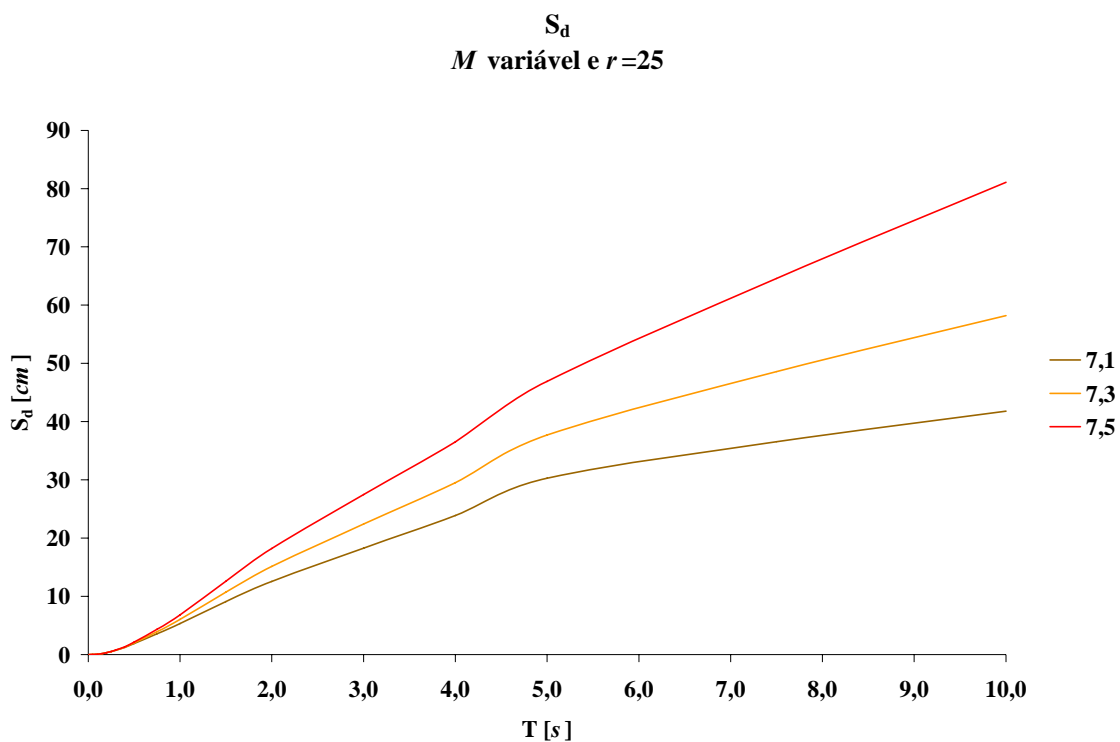


Figura 4.64: S_d para $r=25$ km; M_w variável entre 7,1 e 7,5 (Beira; modelo de Campbell e Bozorgnia)

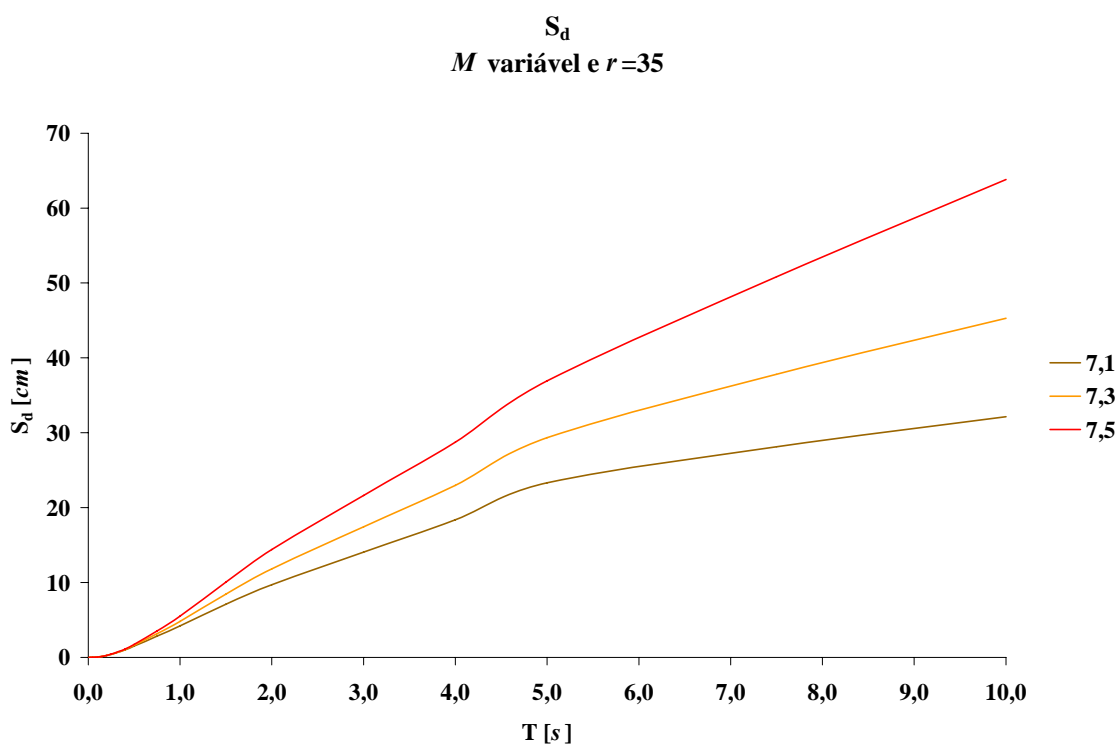


Figura 4.65: S_d para $r=35$ km; M_w variável entre 7,1 e 7,5 (Beira; modelo de Campbell e Bozorgnia)

Estas representações de S_d apresentam, como referido no ponto anterior, mudanças de inclinação para $T = 1,7$ e $4,5$ s. As curvas têm traçados idênticos, apresentando maiores ordenadas as curvas correspondentes a maiores magnitudes.

São de seguida apresentados os valores das ordenadas espectrais (para as distâncias de 15, 25 e 35 km) correspondentes aos períodos 0,3, 0,6 e 1,0 s:

Tabela 4.11: Valores de S_d [cm] para $T = 0,3; 0,6$ e $1,0$ s (Beira; modelo de Campbell e Bozorgnia)

T [s]	r[km]	7,1	7,3	7,5
0,3	15	1,02	1,04	1,06
	25	0,73	0,76	0,78
	35	0,59	0,61	0,64
0,6	15	3,61	3,86	4,12
	25	2,56	2,78	3,01
	35	2,04	2,24	2,45
1,0	15	7,57	8,44	9,41
	25	5,32	6,02	6,82
	35	4,20	4,81	5,51

4.4.4.2 Chimoio

4.4.4.2.1 Distância à fonte variável, magnitude e V_{30} fixos

Como anteriormente referido, as limitações inerentes à utilização da equação de Campbell e Bozorgnia limitam os cenários que podem ser avaliados. No caso específico da cidade da Beira apenas puderam ser avaliadas as magnitudes 7,4 e 7,5.

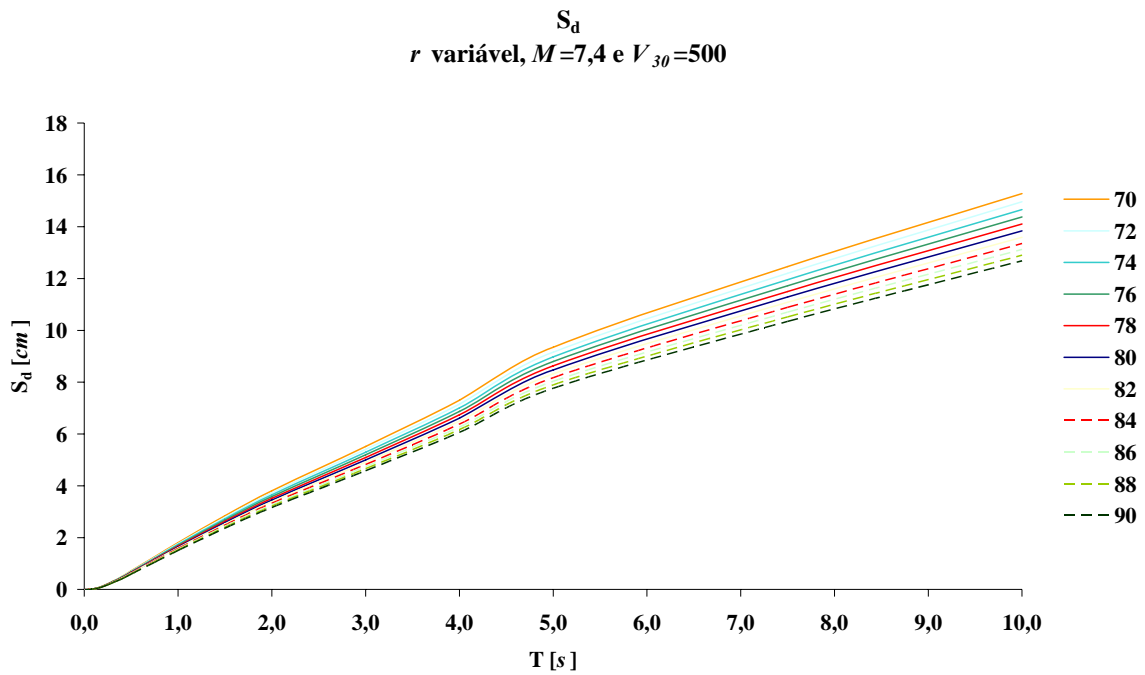


Figura 4.66: S_d para $M_W=7,4$, $V_{30}=500$ m/s; r variável de 70 a 90 km (Chimoio; modelo de Campbell e Bozorgnia)

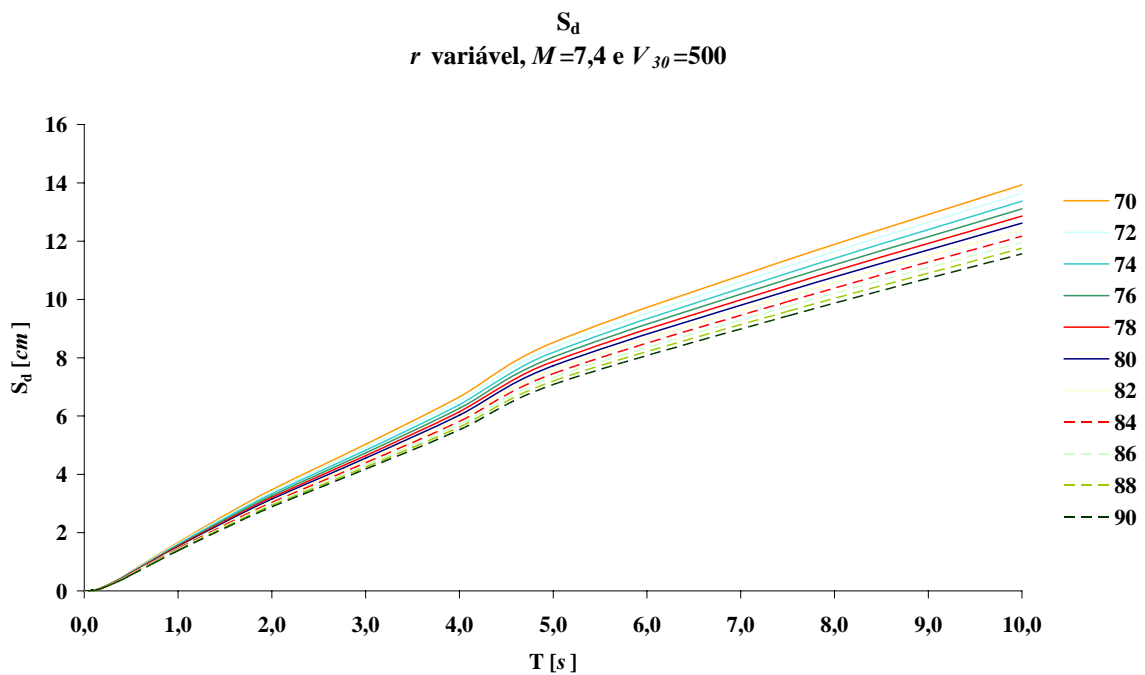


Figura 4.67: S_d para $M_W=7,4$, $V_{30}=560$ m/s; r variável de 70 a 90 km (Chimoio; modelo de Campbell e Bozorgnia)

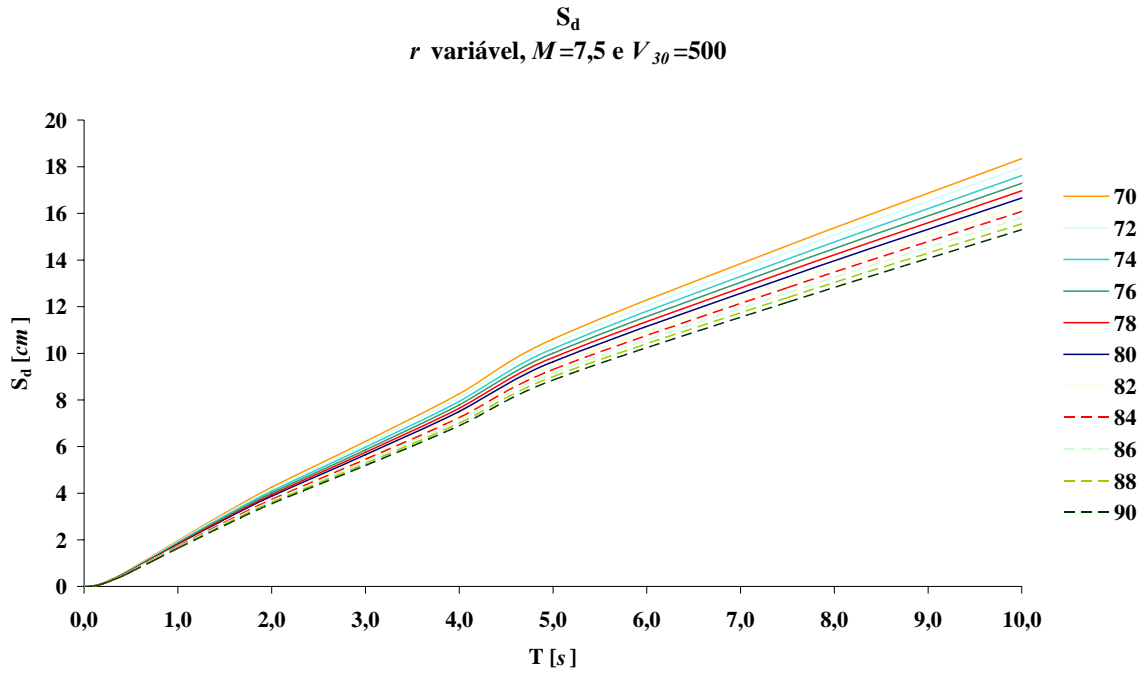


Figura 4.68: S_d para $M_w=7,5$, $V_{30}=500$ m/s; r variável de 70 a 90 km (Chimoio; modelo de Campbell e Bozorgnia)

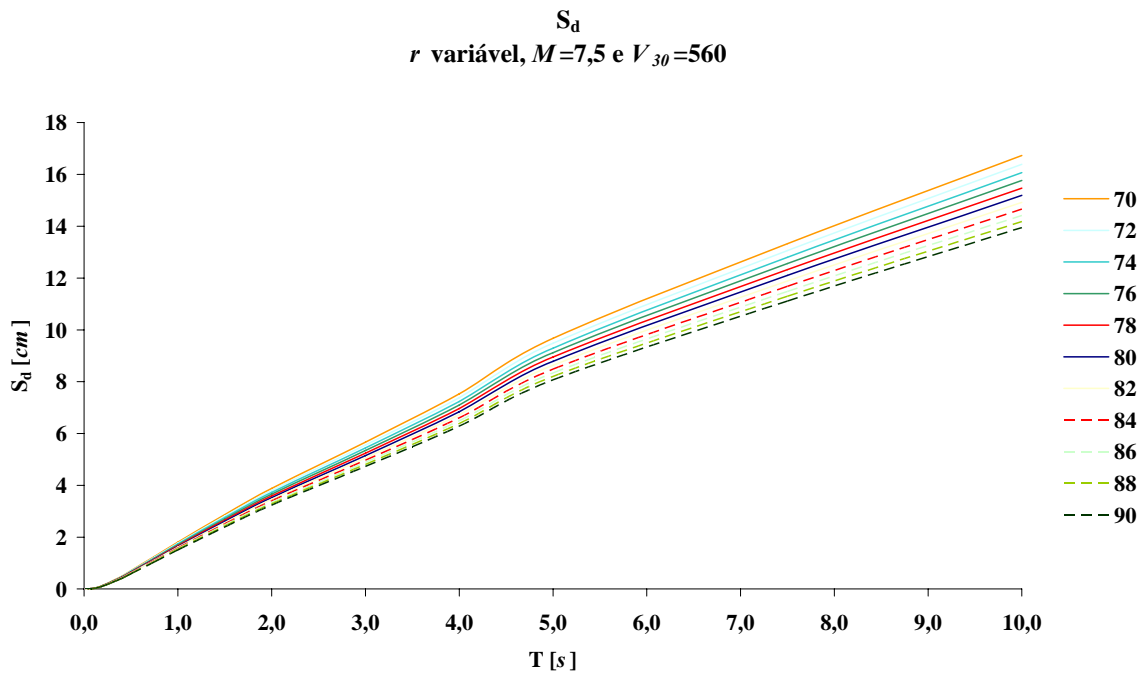


Figura 4.69: S_d para $M_w=7,5$, $V_{30}=560$ m/s; r variável de 70 a 90 km (Chimoio; modelo de Campbell e Bozorgnia)

Tal como descrito na análise efectuada, recorrendo a esta expressão, para a cidade da Beira, os gráficos representando o parâmetro S_d apresentam um desenvolvimento crescente quase linear, sendo aparente uma mudança de inclinação no traçado dos gráficos em dois pontos distintos. O traçado da curva fica portanto dividido em três “troços” com inclinações visivelmente distintas, entre os intervalos de T [0 a 1,7] s, T [1,7 a 4,5] s e T [4,5 a 10] s.

4.4.4.2.2 Magnitude variável, distância à fonte e V_{30} fixos

Este conjunto de gráficos apresenta a comparação entre os resultados obtidos para a relação de Campbell e Bozorgnia para diferentes valores de magnitude, e mantendo-se os valores de V_{30} (500 e 560 m/s) e da distância à fonte sísmica (70, 80 e 90 km) fixos.

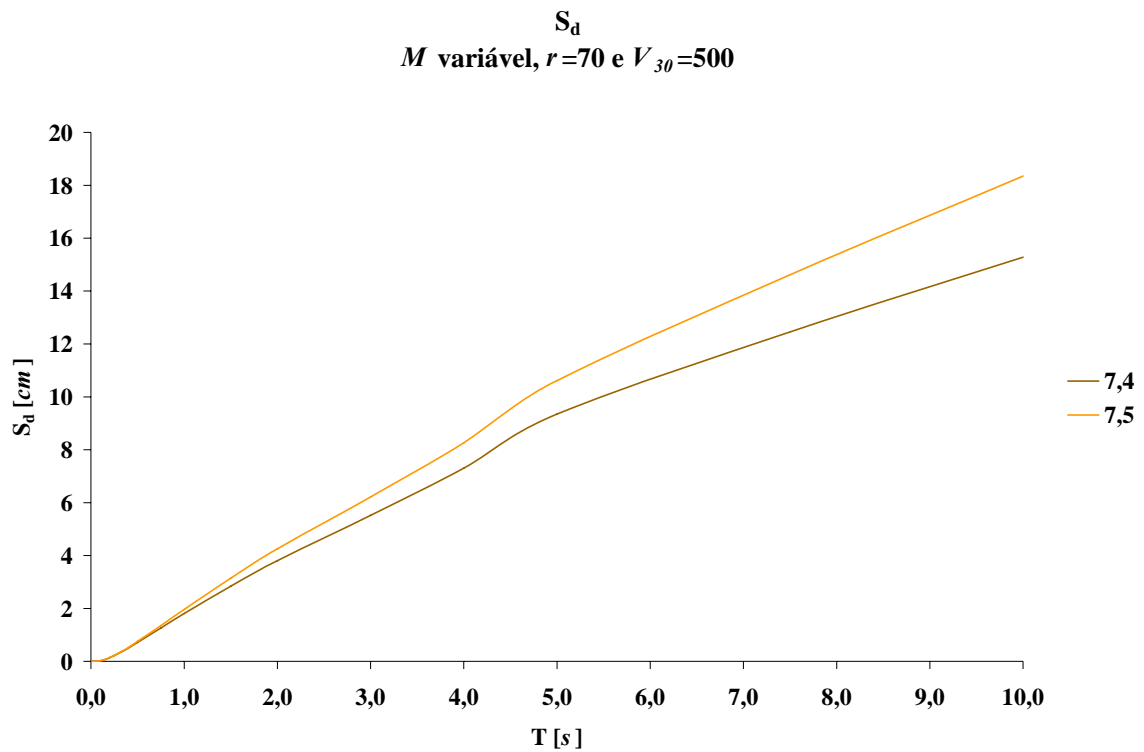


Figura 4.70: S_d para $r=70$ km, $V_{30}=500$ m/s; M_w variável de 7,4 a 7,5 (Chimoio; modelo de Campbell e Bozorgnia)

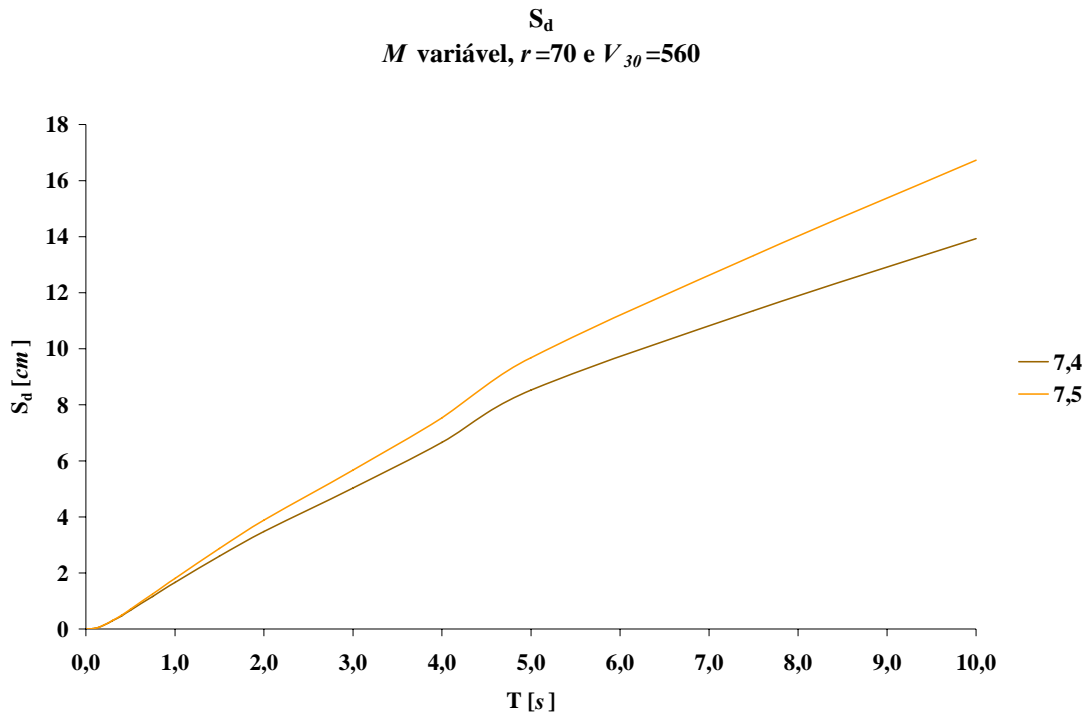


Figura 4.71: S_d para $r=70$ km, $V_{30}=560$ m/s; M_w variável de 7,4 a 7,5 (Chimoio; modelo de Campbell e Bozorgnia)

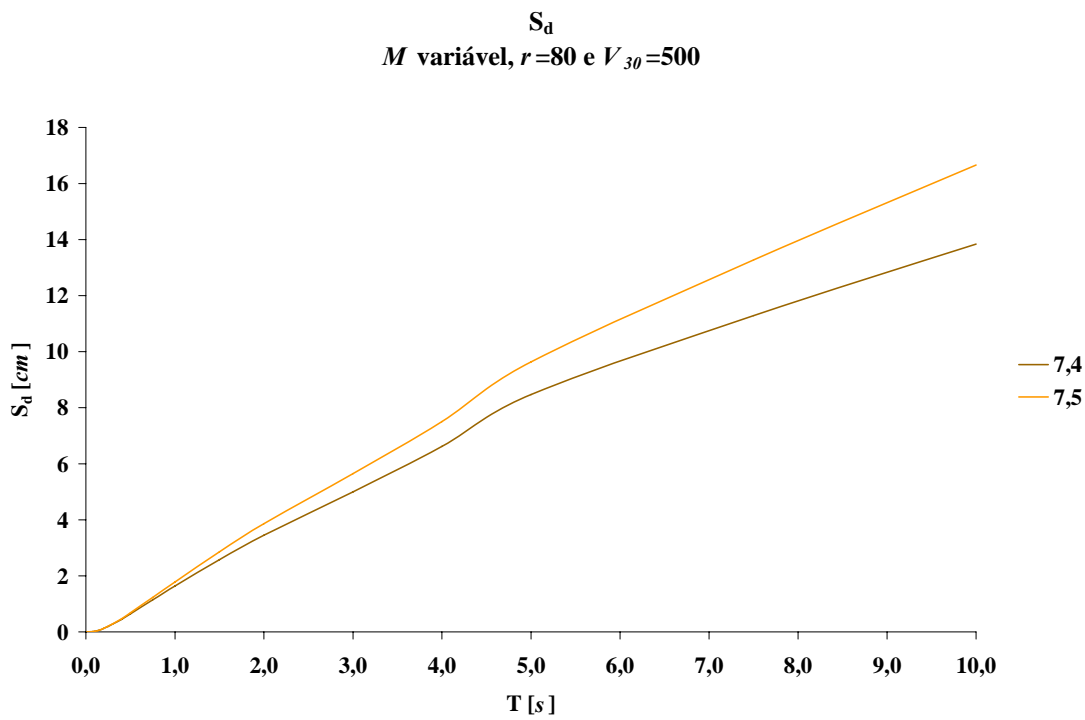


Figura 4.72: S_d para $r=80$ km, $V_{30}=500$ m/s; M_w variável de 7,4 a 7,5 (Chimoio; modelo de Campbell e Bozorgnia)

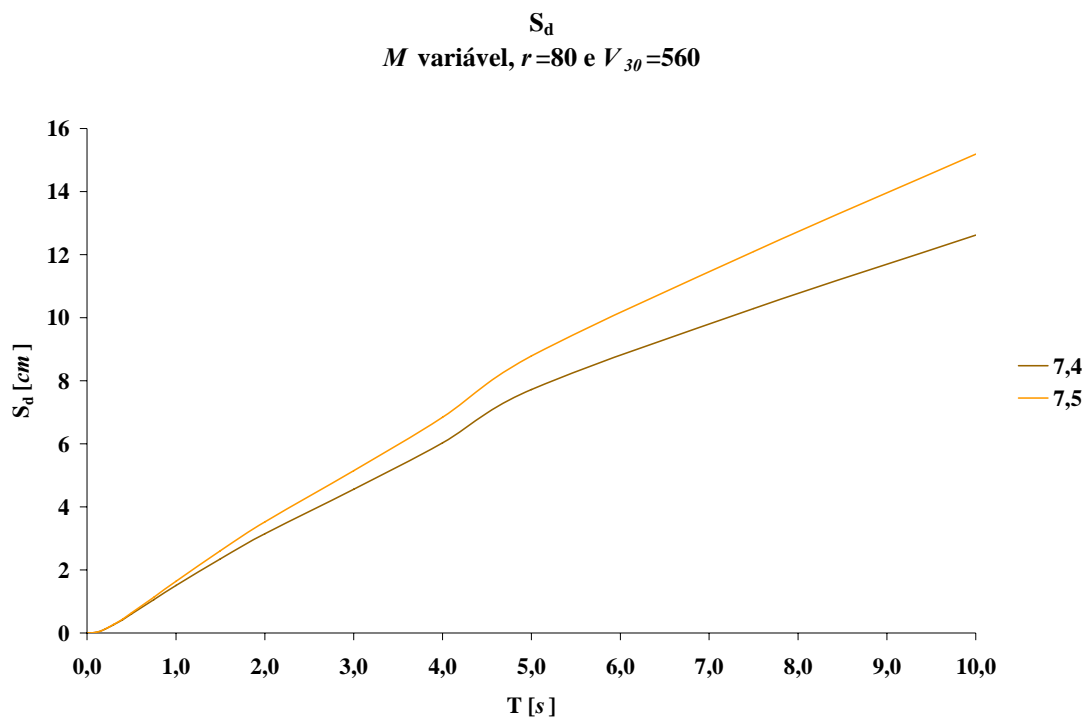


Figura 4.73: S_d para $r=80$ km, $V_{30}=560$ m/s; M_w variável de 7,4 a 7,5 (Chimoio; modelo de Campbell e Bozorgnia)

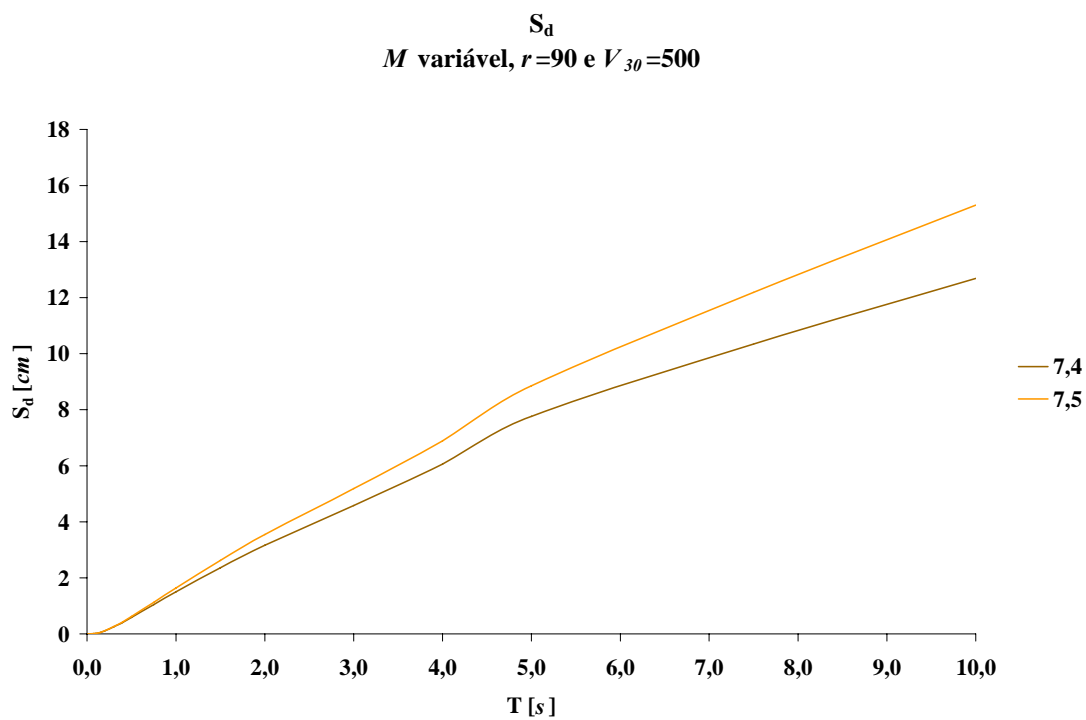


Figura 4.74: S_d para $r=90$ km, $V_{30}=500$ m/s; M_w variável de 7,4 a 7,5 (Chimoio; modelo de Campbell e Bozorgnia)

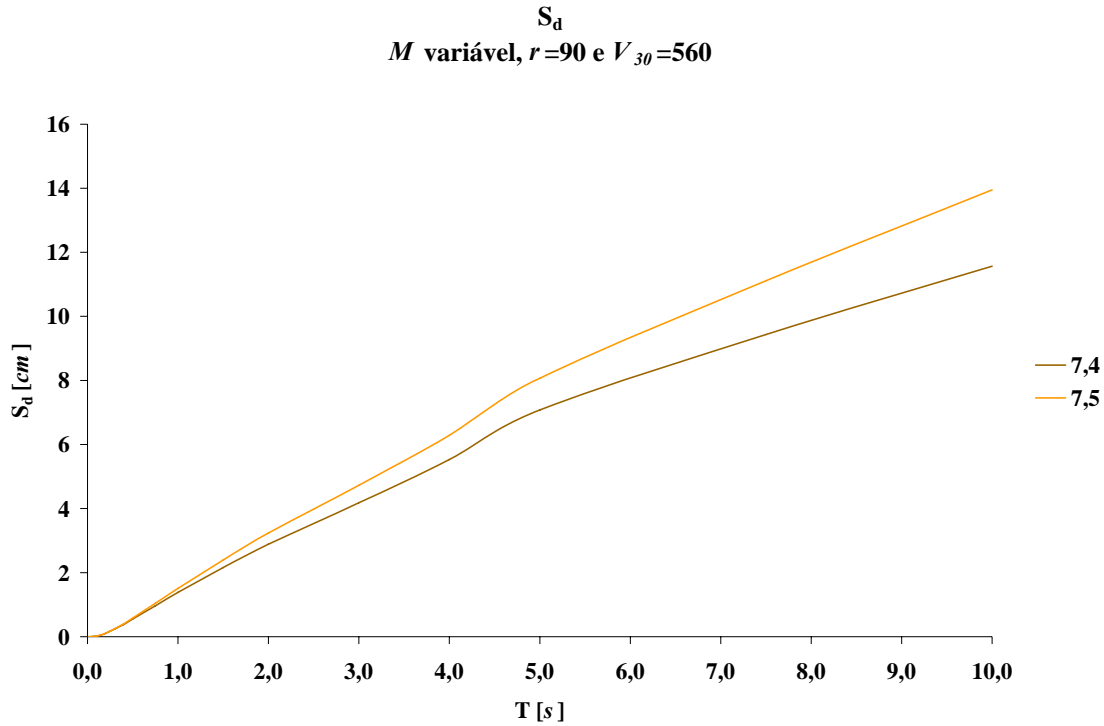


Figura 4.75: S_d para $r=90$ km, $V_{30}=560$ m/s; M_W variável de 7,4 a 7,5 (Chimoio; modelo de Campbell e Bozorgnia)

Estas representações de S_d apresentam, como referido no ponto anterior mudanças de inclinação em $T = 1,7$ e $4,5$ s. As curvas têm traçados idênticos, apresentando maiores ordenadas as curvas correspondentes a maiores magnitudes.

4.4.4.2.3 V_{30} variável, magnitude e distância à fonte fixos

Este conjunto de gráficos apresenta uma comparação dos resultados obtidos para a relação de Campbell e Bozorgnia para diferentes valores de V_{30} , e para valores fixos de magnitude (7,4 e 7,5) e de distância (70, 80 e 90 km).

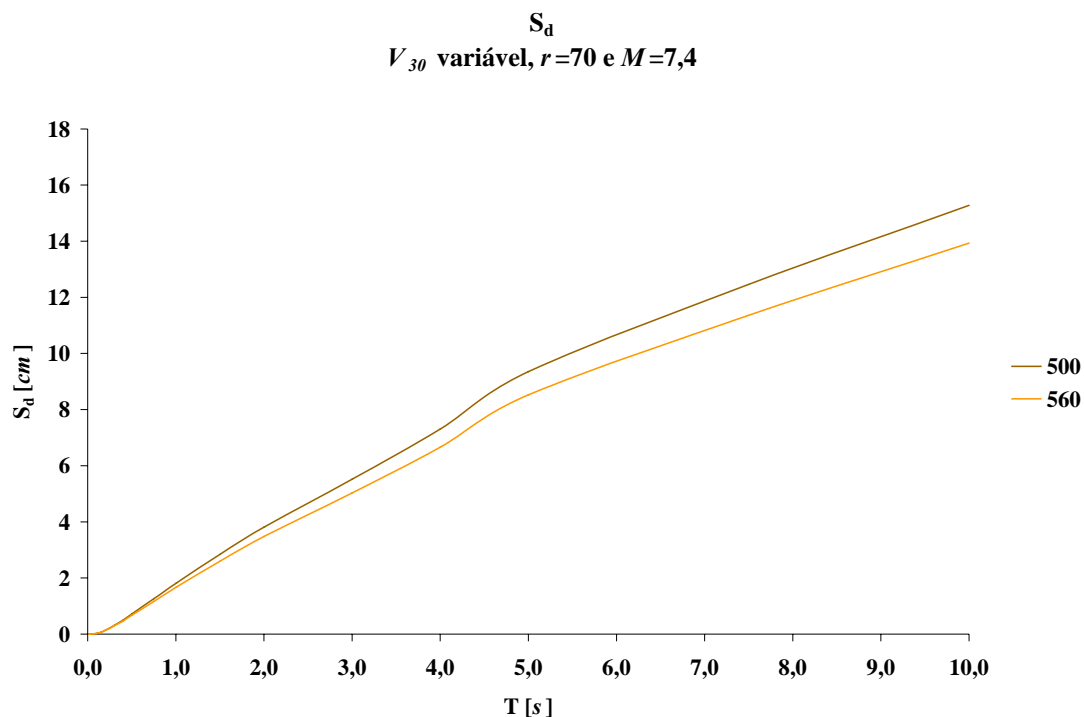


Figura 4.76: S_d para $r=70$; $M_W=7,4$; V_{30} variável de 500 a 560 m/s (Chimoio; modelo de Campbell e Bozorgnia)

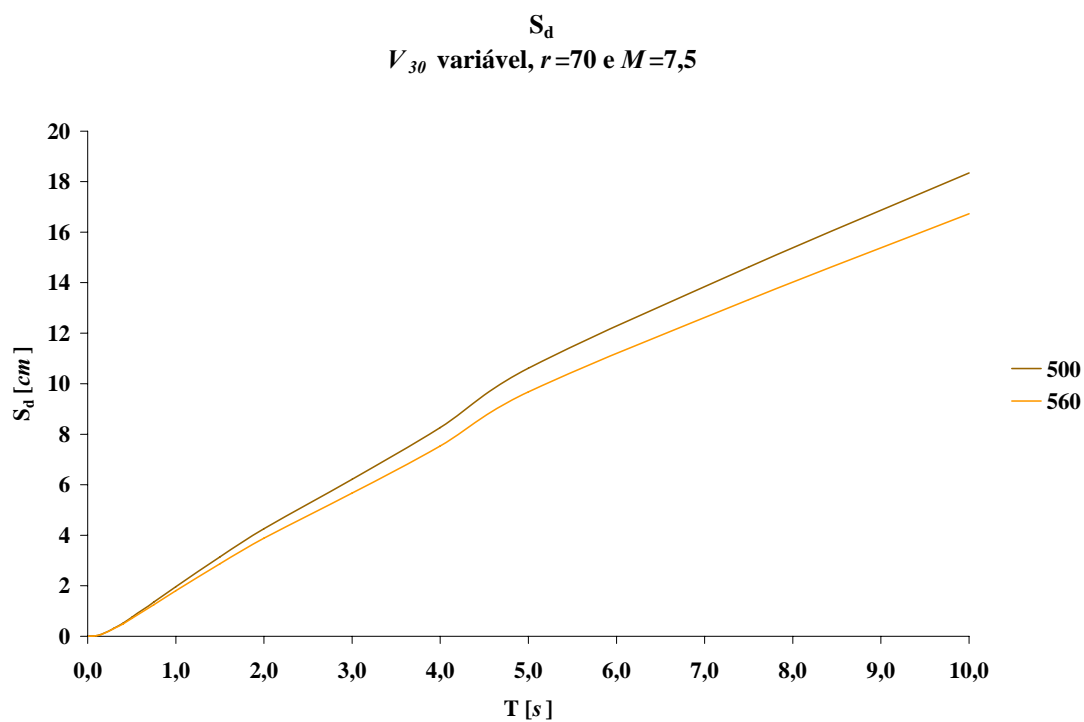


Figura 4.77: S_d para $r=70$; $M_W=7,5$; V_{30} variável de 500 a 560 m/s (Chimoio; modelo de Campbell e Bozorgnia)

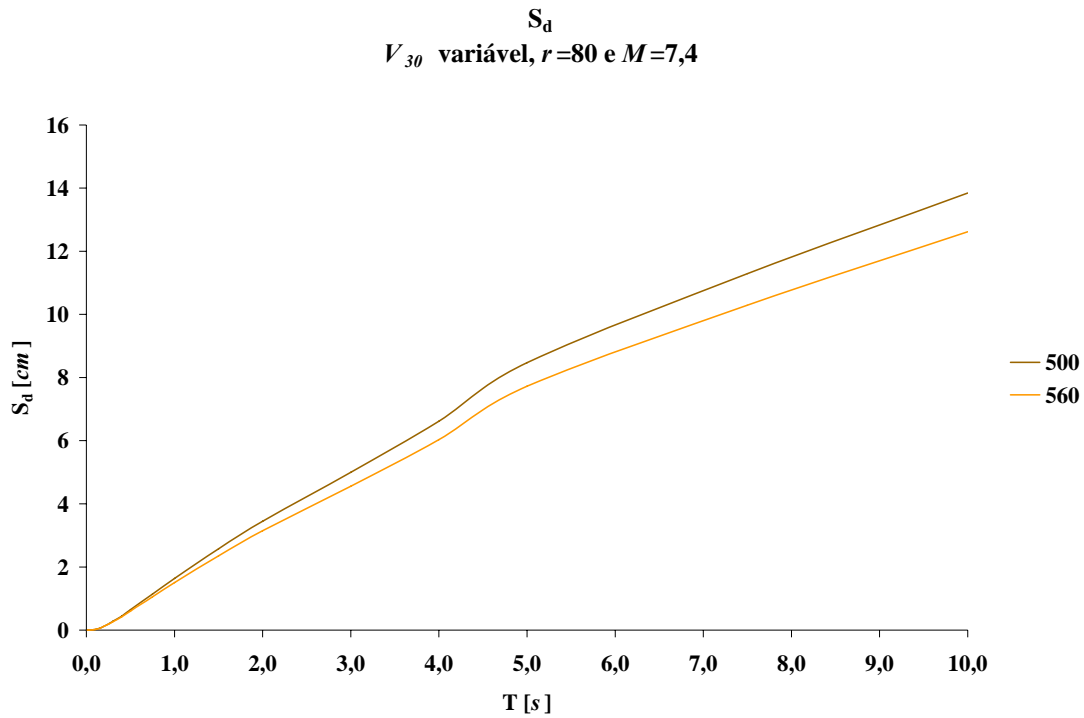


Figura 4.78: S_d para $r=80$; $M_W=7,4$; V_{30} variável de 500 a 560 m/s (Chimoio; modelo de Campbell e Bozorgnia)

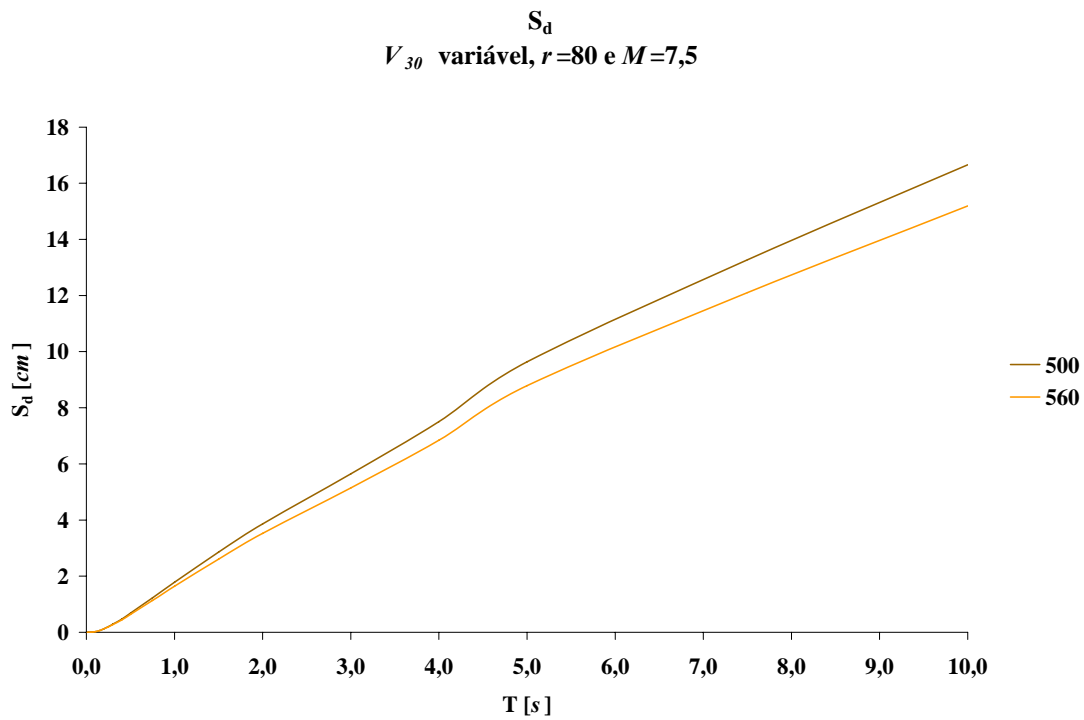


Figura 4.79: S_d para $r=80$; $M_W=7,5$; V_{30} variável de 500 a 560 m/s (Chimoio; modelo de Campbell e Bozorgnia)

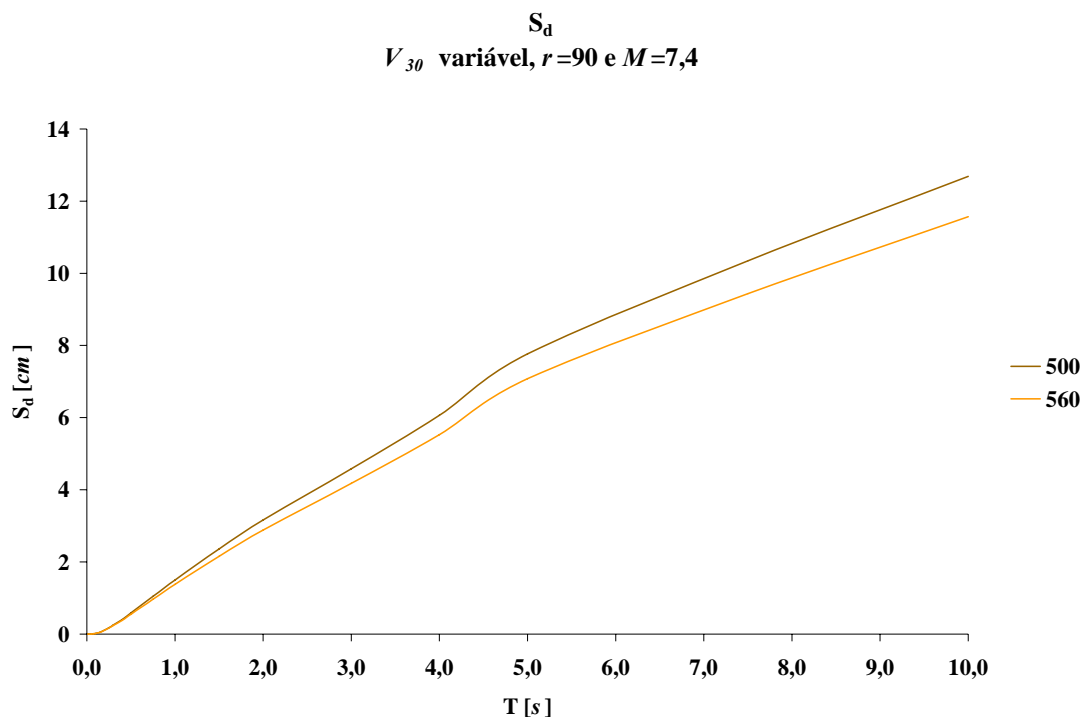


Figura 4.80: S_d para $r=90$; $M_W=7,4$; V_{30} variável de 500 a 560 m/s (Chimoio; modelo de Campbell e Bozorgnia)

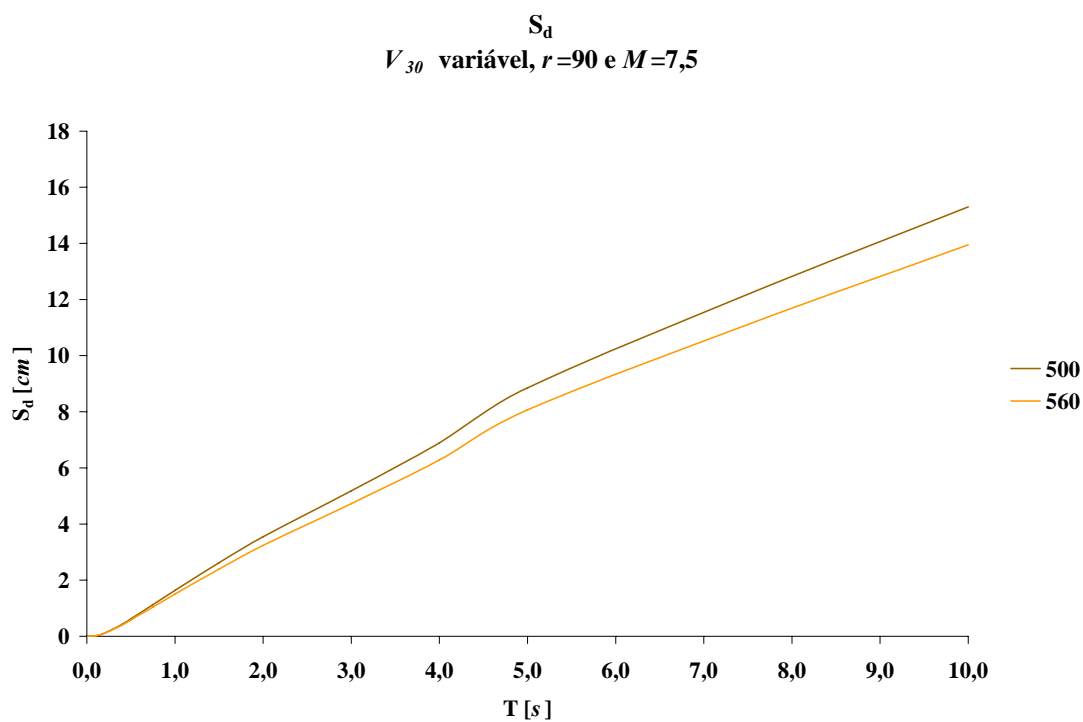


Figura 4.81: S_d para $r=90$; $M_W=7,5$; V_{30} variável de 500 a 560 m/s (Chimoio; modelo de Campbell e Bozorgnia)

Observando os gráficos, verifica-se um traçado semelhante para os dois valores de V_{30} exceptuando no que diz respeito à inclinação (esta é tanto maior quanto maior for V_{30}). Tal como observado nos pontos anteriores, observam-se os três “troços” a que correspondem inclinações distintas. Na Tabela 4.12 são apresentados os valores das ordenadas espectrais (para as distâncias de 70, 80 e 90 km) correspondentes aos períodos 0,3, 0,6 e 1,0 s.

Tabela 4.12: Valores de S_d [cm] para $T = 0,3; 0,6$ e $1,0$ s (Chimoio; modelo de Campbell e Bozorgnia)

T [s]	M_w	7,4		7,5	
	$r[km] \setminus V_{30}[m/s]$	500	560	500	560
0,3	70	0,31	0,29	0,32	0,31
	80	0,28	0,26	0,29	0,28
	90	0,25	0,24	0,26	0,25
0,6	70	0,93	0,87	1,00	0,92
	80	0,84	0,78	0,90	0,84
	90	0,77	0,72	0,83	0,77
1,0	70	1,81	1,66	1,96	1,81
	80	1,64	1,51	1,78	1,64
	90	1,50	1,38	1,64	1,51

4.4.5 Discussão dos Resultados

Ao longo deste capítulo pretendeu-se fazer uma exposição dos principais resultados obtidos ao efectuar a avaliação de perigosidade sísmica, para os diversos cenários considerados ao longo deste estudo.

Ao efectuar uma comparação entre os resultados obtidos com diferentes equações de atenuação, para os múltiplos cenários considerados, há que ter em conta as limitações impostas por estas equações (e.g. magnitudes máximas que uma determinada equação permite considerar). Nesta secção são apresentadas algumas tabelas e gráficos em que se faz uma comparação dos resultados obtidos pelas diferentes equações. Serão comparados os valores das ordenadas espectrais de deslocamento para todos os valores de magnitude e de V_{30} , e serão consideradas as distâncias à fonte sísmica que têm vindo a ser apresentadas ao longo deste capítulo (15, 25 e 35 km para a cidade da Beira; e 70, 80 e 90 km para a cidade do Chimoio). Os períodos considerados serão os já referidos períodos elásticos correspondentes às estruturas que serão analisadas no capítulo seguinte: 0,3, 0,6 e 1,0 s.

4.4.5.1 Beira

A tabela que se segue apresenta um resumo dos resultados obtidos pelas diversas equações de atenuação utilizadas, para um determinado número de cenários.

Tabela 4.13: Resumo dos resultados obtidos a partir da aplicação das diferentes equações de atenuação (Ambraseys *et al.* – A *et al.*; Akkar e Bommer – A & B; Boore e Atkinson – B & A; Campbell e Bozorgnia – C & B) à cidade da Beira: valores de S_d em *cm* (*nd* – não disponível); T = 0,3; 0,6 e 1,0 s

T [s]	r [km]	M_W ->	7,1		7,3		7,5		7,6		7,7	
		V_{30} [m/s] ->	150	200	150	200	150	200	150	200	150	200
0,3	15	A <i>et al.</i>	1,52		1,75		2,02		2,17		2,32	
		A & B	0,86		0,91		0,94		0,95		nd	
		B & A	1,29	1,15	1,31	1,17	1,34	1,20	1,35	1,21	1,37	1,22
		C & B	1,02		1,04		1,06		nd		nd	
	25	A <i>et al.</i>	1,00		1,18		1,39		1,50		1,63	
		A & B	0,58		0,63		0,66		0,68		nd	
		B & A	1,10	0,96	1,14	0,98	1,17	1,01	1,19	1,03	1,20	1,04
		C & B	0,73		0,76		0,78		nd		nd	
	35	A <i>et al.</i>	0,74		0,89		1,06		1,16		1,27	
		A & B	0,44		0,48		0,52		0,53		nd	
		B & A	0,99	0,84	1,03	0,87	1,07	0,90	1,08	0,91	1,10	0,93
		C & B	0,59		0,61		0,64		nd		nd	
0,6	15	A <i>et al.</i>	5,08		6,13		7,39		8,12		8,91	
		A & B	3,56		3,81		3,99		4,05		nd	
		B & A	3,65	3,17	3,73	3,25	3,82	3,33	3,87	3,37	3,92	3,41
		C & B	3,61		3,86		4,12		nd		nd	
	25	A <i>et al.</i>	3,36		4,13		5,07		5,63		6,24	
		A & B	2,47		2,71		2,90		2,97		nd	
		B & A	3,13	2,63	3,24	2,72	3,35	2,81	3,41	2,86	3,46	2,91
		C & B	2,56		2,78		3,01		nd		nd	
	35	A <i>et al.</i>	2,52		3,14		3,92		4,37		4,88	
		A & B	1,92		2,14		2,33		2,41		nd	
		B & A	2,83	2,31	2,94	2,41	3,07	2,51	3,13	2,56	3,20	2,61
		C & B	2,04		2,24		2,45		nd		nd	
1,0	15	A <i>et al.</i>	12,09		15,60		20,13		22,87		25,97	
		A & B	7,75		8,53		9,16		9,40		nd	
		B & A	6,79	5,87	6,96	6,01	7,14	6,17	7,23	6,24	7,32	6,32
		C & B	7,57		8,44		9,41		nd		nd	
	25	A <i>et al.</i>	7,73		10,09		13,17		15,04		17,19	
		A & B	5,52		6,24		6,87		7,14		nd	
		B & A	5,82	4,86	6,03	5,03	6,25	5,21	6,36	5,31	6,48	5,40
		C & B	5,32		6,02		6,82		nd		nd	
	35	A <i>et al.</i>	5,66		7,45		9,80		11,24		12,90	
		A & B	4,39		5,05		5,65		5,93		nd	
		B & A	5,27	4,28	5,50	4,46	5,74	4,66	5,86	4,76	5,99	4,86
		C & B	4,20		4,81		5,51		nd		nd	

São de seguida apresentados gráficos (Figuras 4.83 a 4.97), obtidos a partir da tabela anterior, com o objectivo de permitir uma mais fácil comparação dos resultados para os períodos seleccionados. É de realçar que as curvas a seguir apresentadas são aproximadas, ignorando os valores das ordenadas espectrais que se encontram entre os valores dos períodos seleccionados. Ou seja, apresentam apenas uma tendência aproximada do desenvolvimento das curvas correspondentes a cada uma das equações de atenuação, exclusivamente para o intervalo considerado ($0 - 1,0 s$). Para evitar repetições (que resultariam do esperado traçado semelhante dos gráficos) os comentários aos gráficos de seguida apresentados serão apresentados de forma resumida após a apresentação de todos os gráficos.

Os gráficos das Figuras 4.83 a 4.87 efectuem a comparação entre os valores obtidos pelas diferentes equações de atenuação, para diferentes valores de magnitude e para uma distância à fonte sísmica de $15 km$.

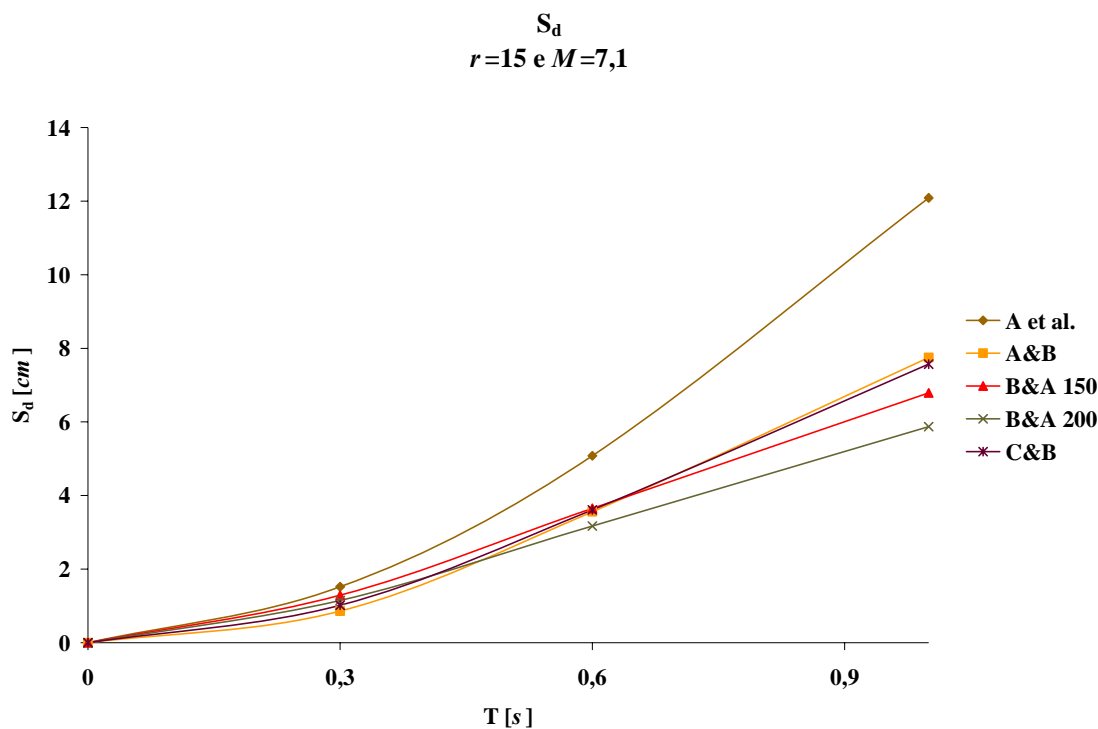


Figura 4.82: Beira, S_d para $T=0,3; 0,6$ e $1,0 s$ para $r=15 km$ e $M=7,1$

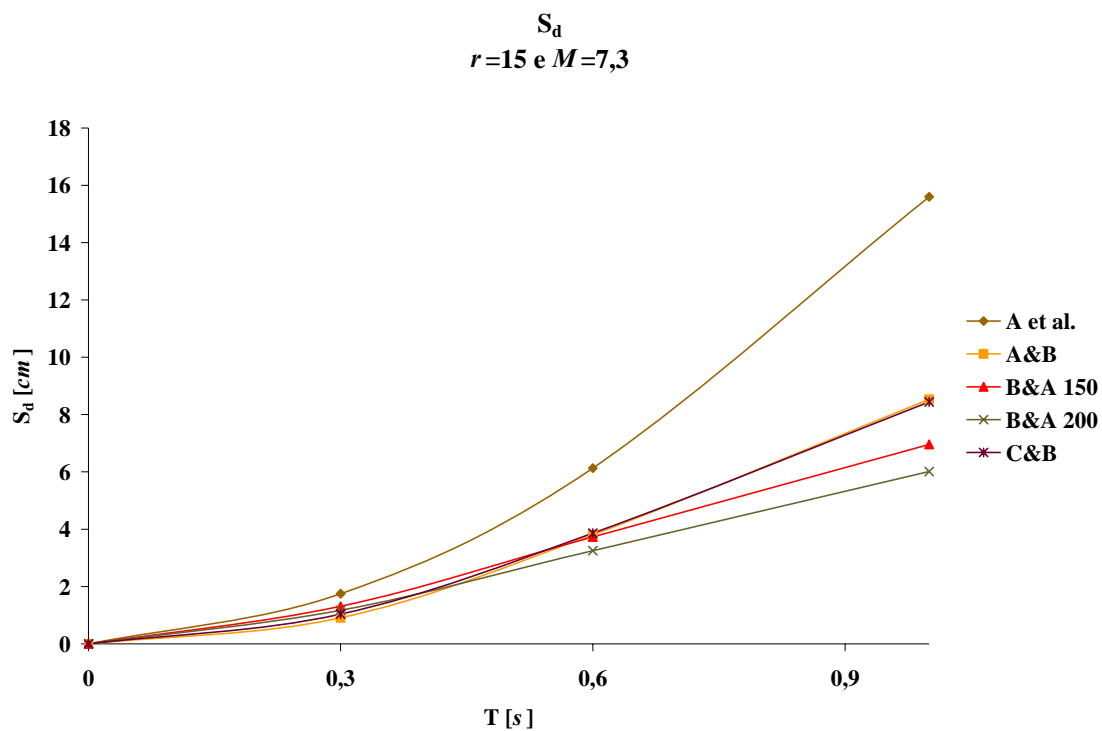


Figura 4.83: Beira, S_d para $T=0,3; 0,6$ e $1,0$ s para $r=15$ km e $M_W=7,3$

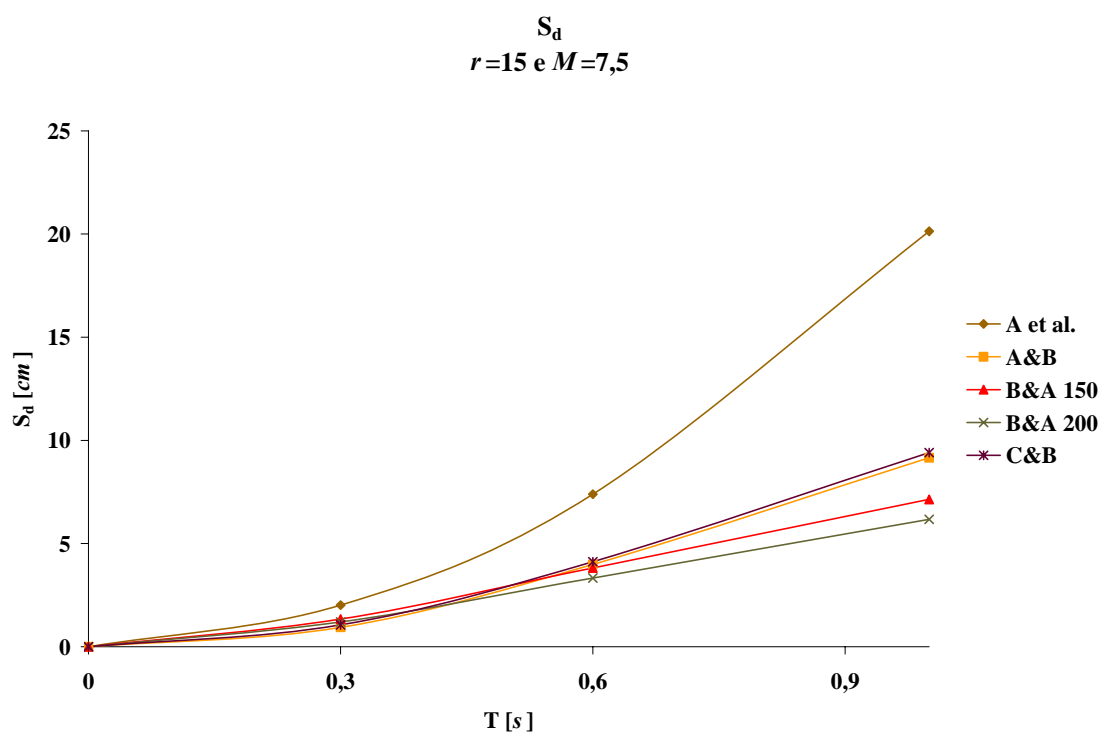


Figura 4.84: Beira, S_d para $T=0,3; 0,6$ e $1,0$ s para $r=15$ km e $M_W=7,5$

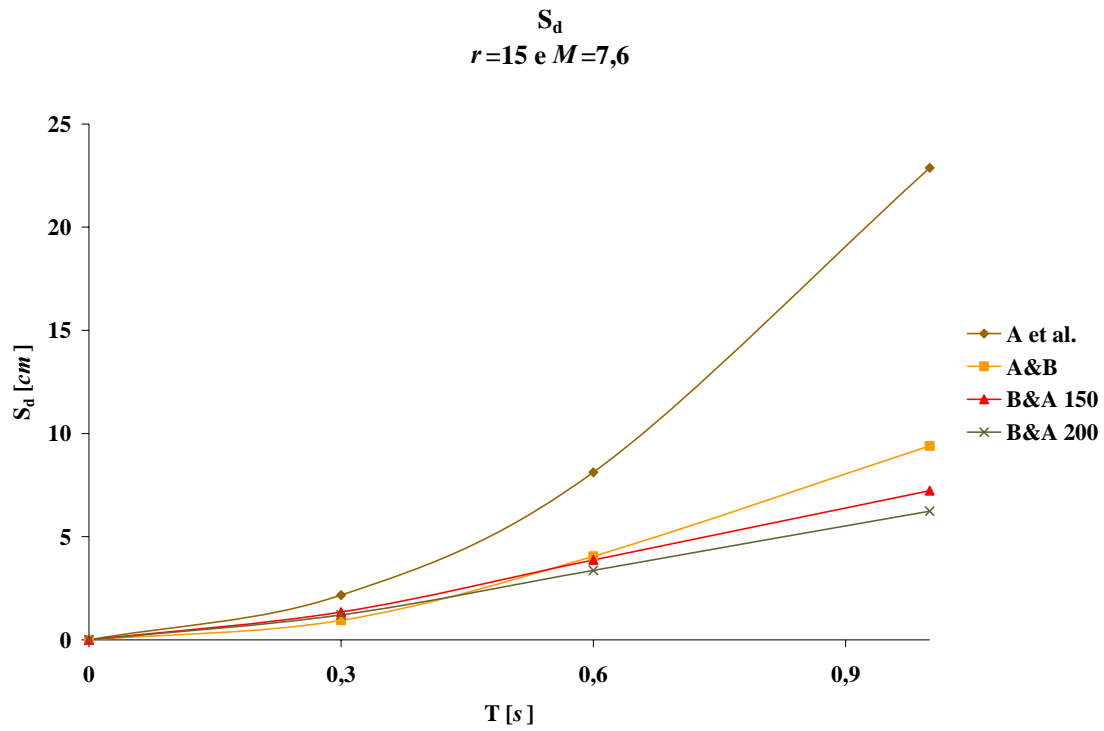


Figura 4.85: Beira, S_d para $T=0,3; 0,6$ e $1,0$ s para $r=15$ km e $M_W=7,6$

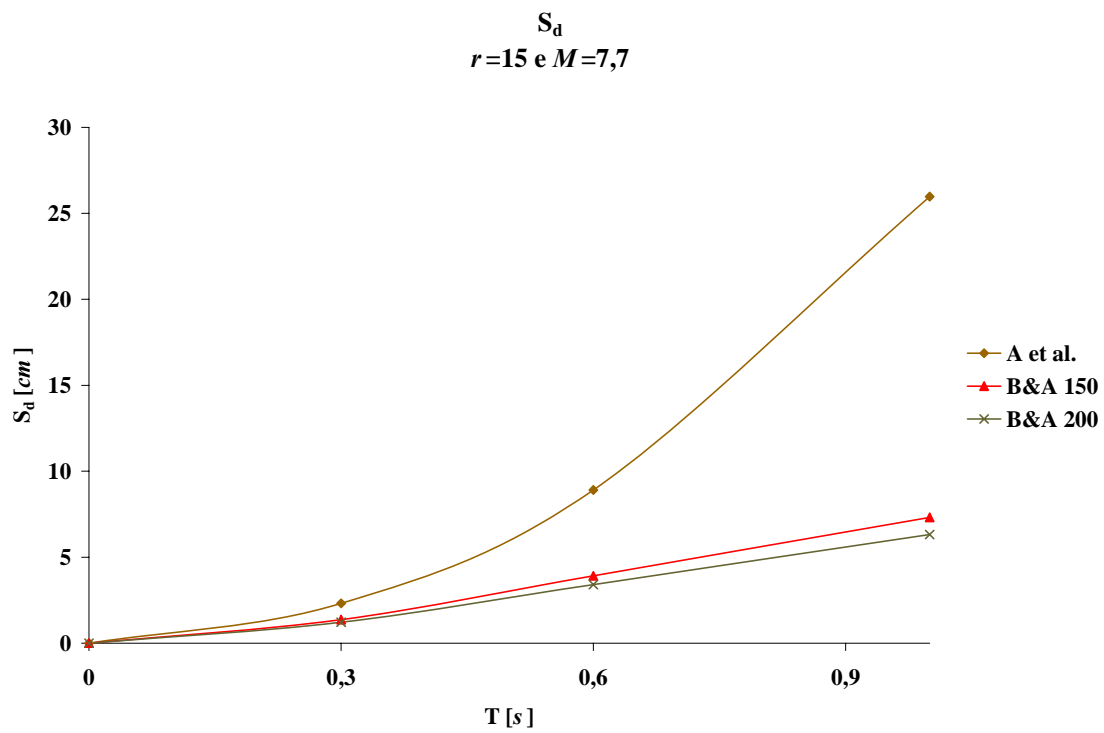


Figura 4.86: Beira, S_d para $T=0,3; 0,6$ e $1,0$ s para $r=15$ km e $M_W=7,7$

Os gráficos das Figuras 4.88 a 4.92 efectuam a comparação entre os valores obtidos pelas diferentes equações de atenuação, para diferentes valores de magnitude e para uma distância à fonte sísmica de 25 km.

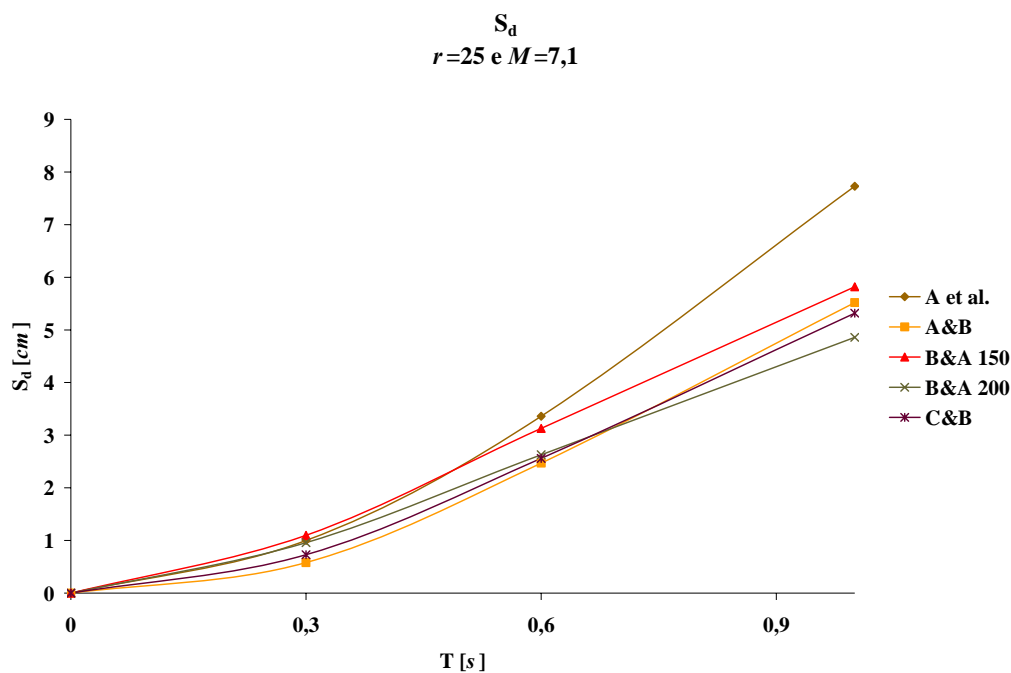


Figura 4.87: Beira, S_d para $T=0,3$; $0,6$ e $1,0$ s para $r=25$ km e $M_H=7,1$

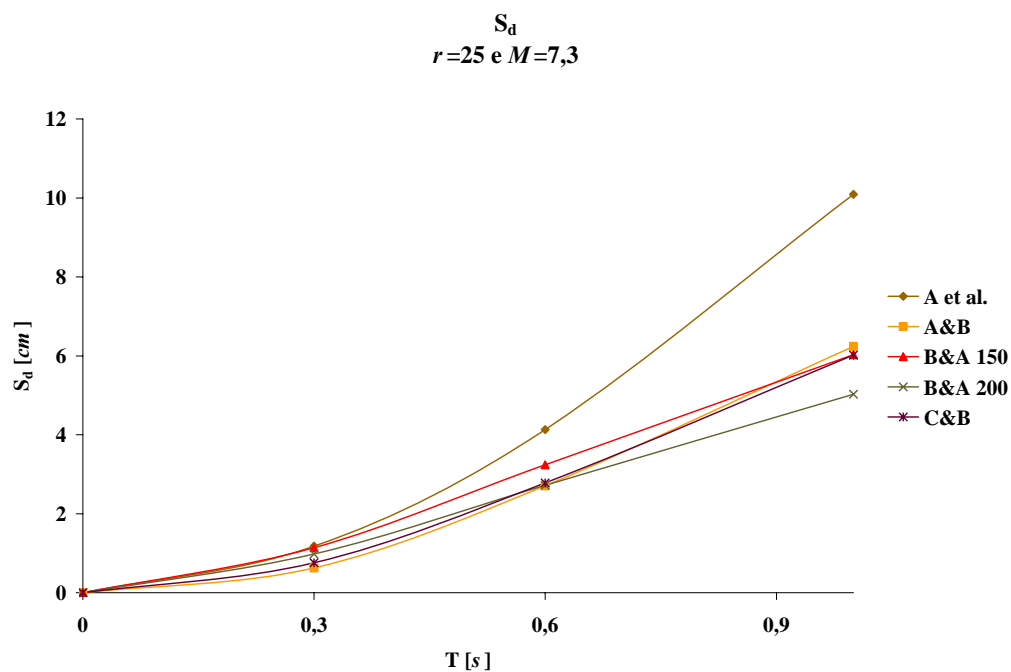


Figura 4.88: Beira, S_d para $T=0,3$; $0,6$ e $1,0$ s para $r=25$ km e $M_H=7,3$

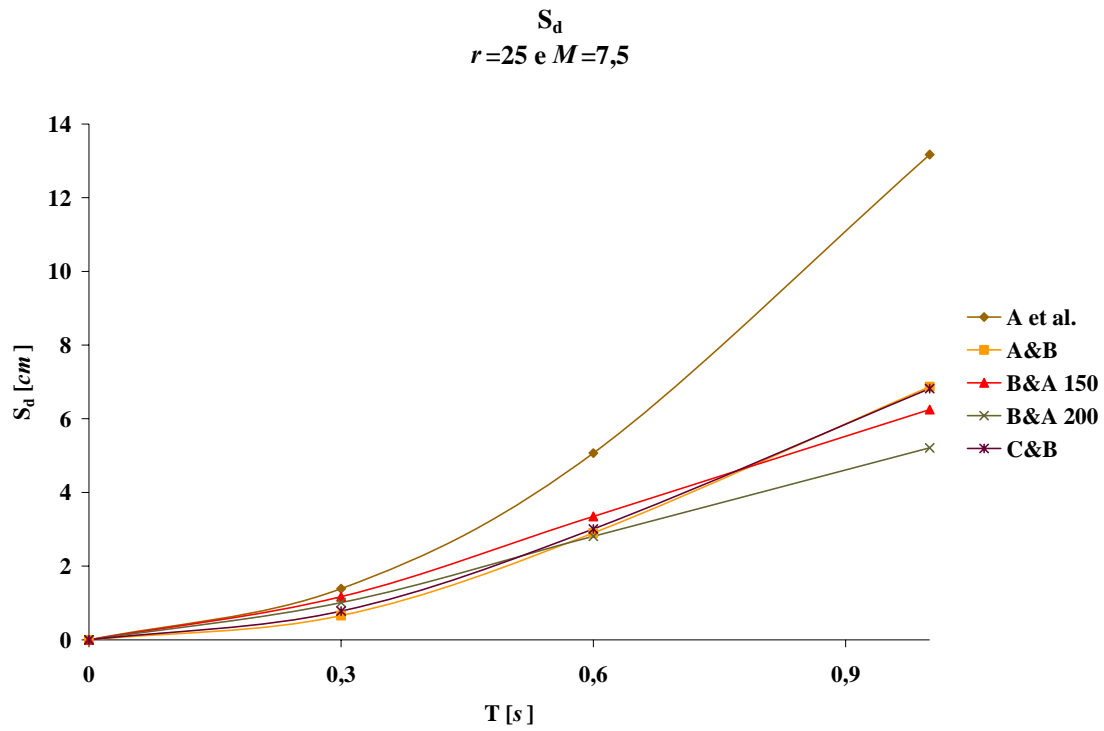


Figura 4.89: Beira, S_d para $T=0,3; 0,6$ e $1,0$ s para $r=25$ km e $M_W=7,5$

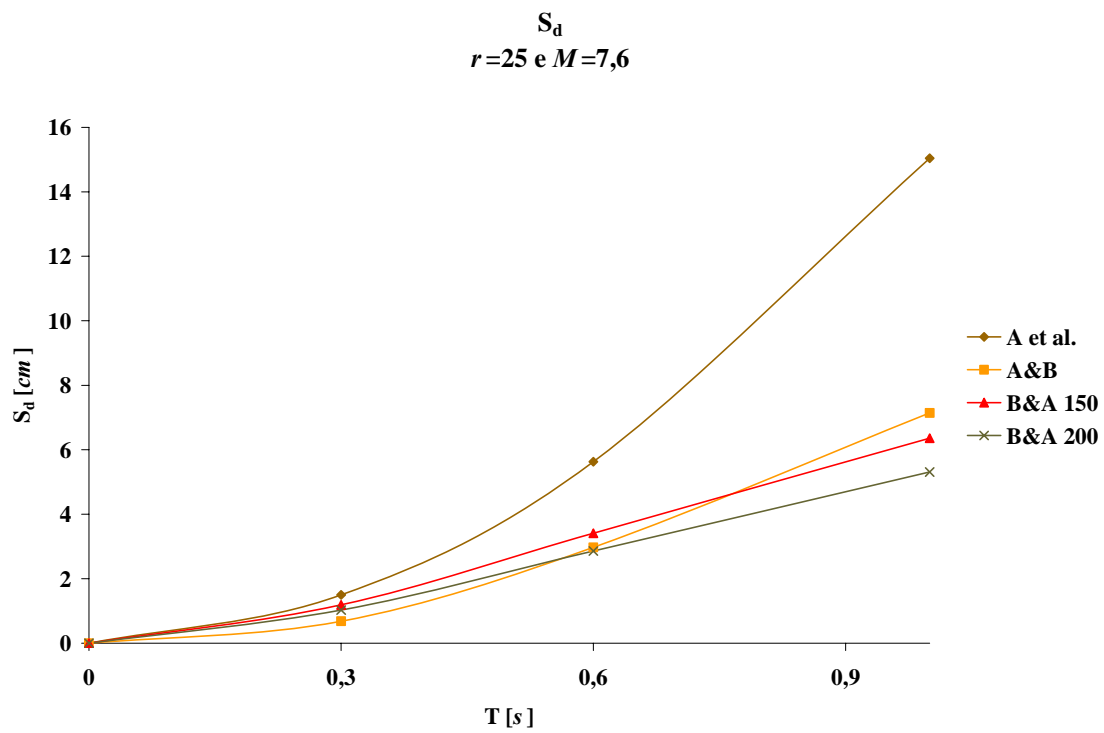


Figura 4.90: Beira, S_d para $T=0,3; 0,6$ e $1,0$ s para $r=25$ km e $M_W=7,6$

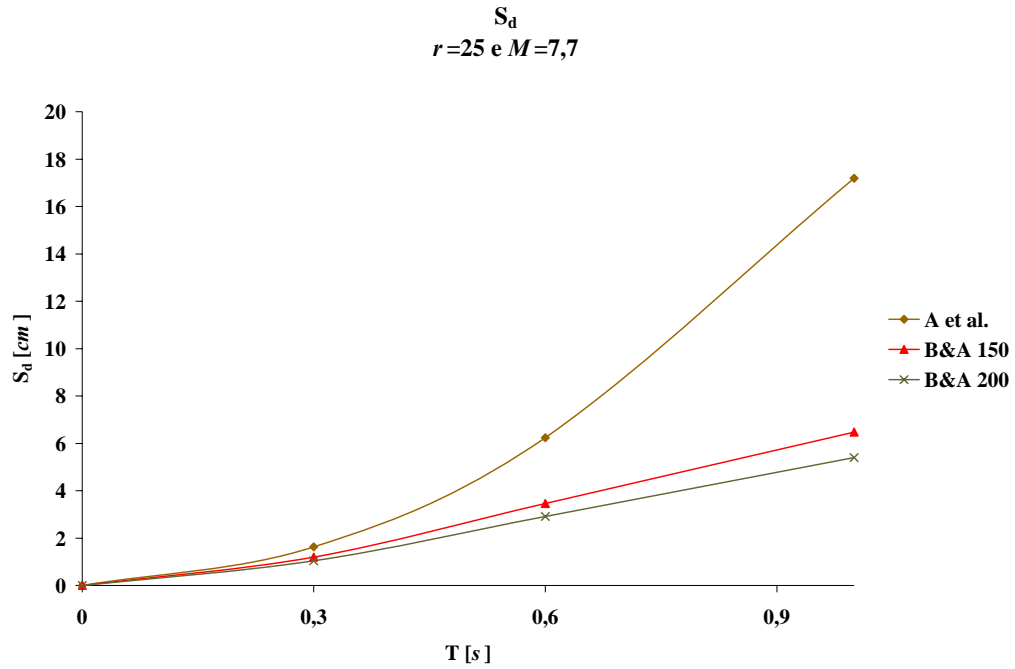


Figura 4.91: Beira, S_d para $T=0,3; 0,6$ e $1,0$ s para $r=25$ km e $M_W=7,7$

Os gráficos das Figuras 4.93 a 4.97 efectuam a comparação entre os valores obtidos pelas diferentes equações de atenuação, para diferentes valores de magnitude e para uma distância à fonte sísmica de 35 km.

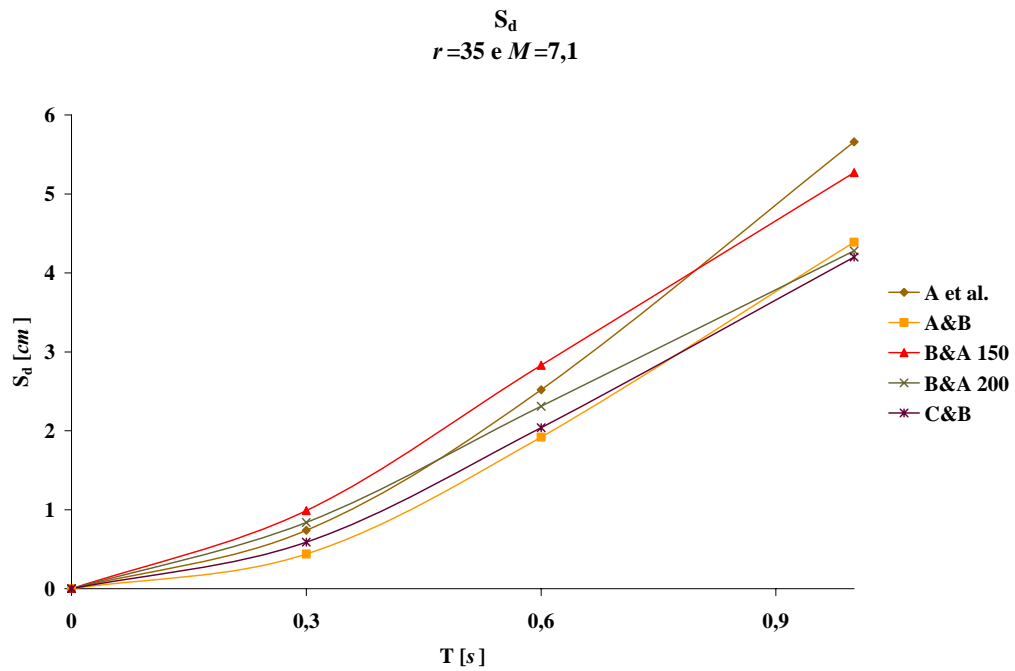


Figura 4.92: Beira, S_d para $T=0,3; 0,6$ e $1,0$ s para $r=35$ km e $M_W=7,1$

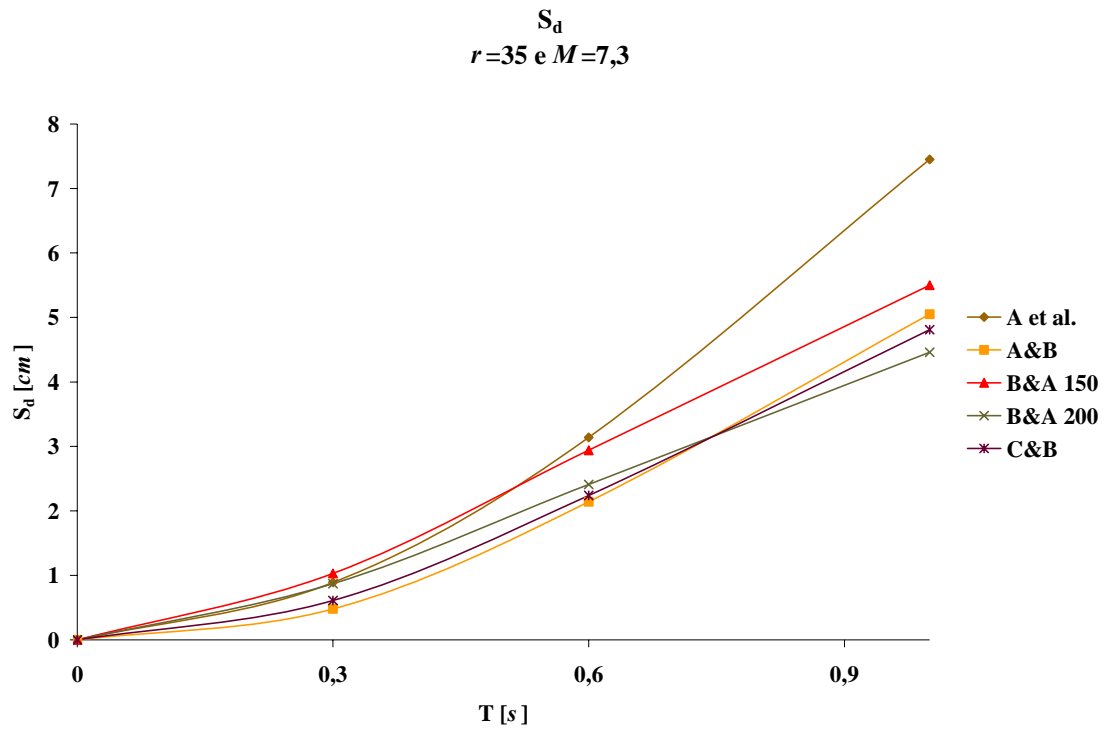


Figura 4.93: Beira, S_d para $T=0,3; 0,6$ e $1,0$ s para $r=35$ km e $M_W=7,3$

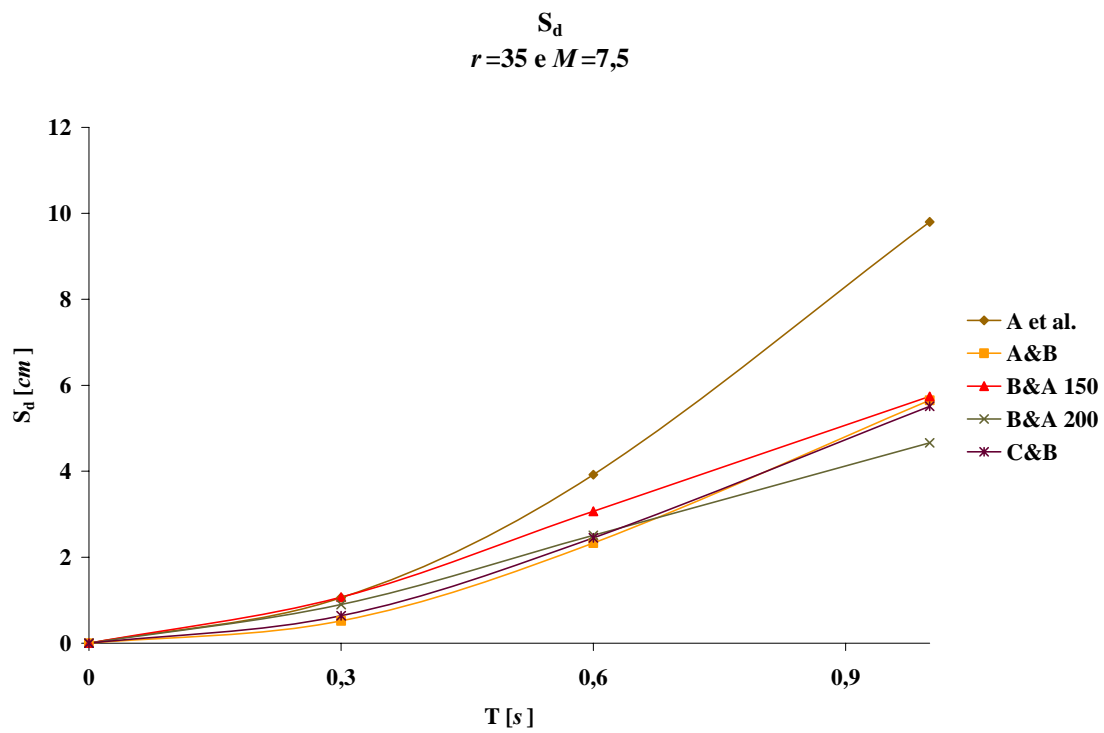


Figura 4.94: Beira, S_d para $T=0,3; 0,6$ e $1,0$ s para $r=35$ km e $M_W=7,5$

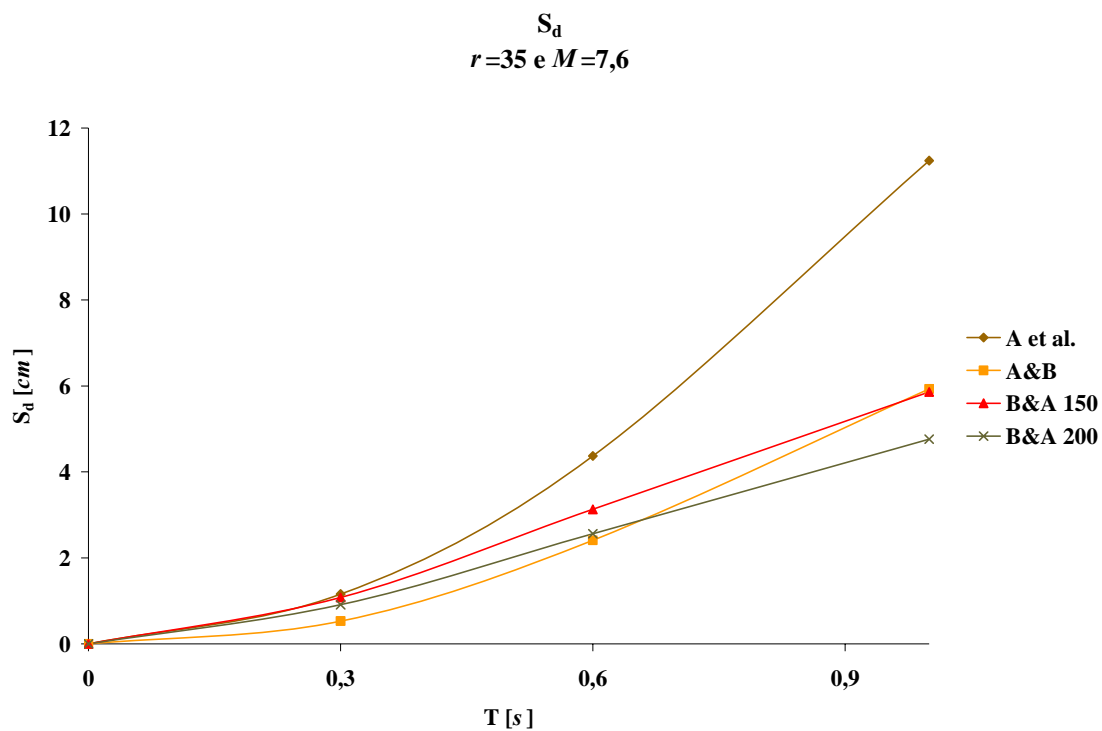


Figura 4.95: Beira, S_d para $T=0,3; 0,6$ e $1,0$ s para $r=35$ km e $M_W=7,6$

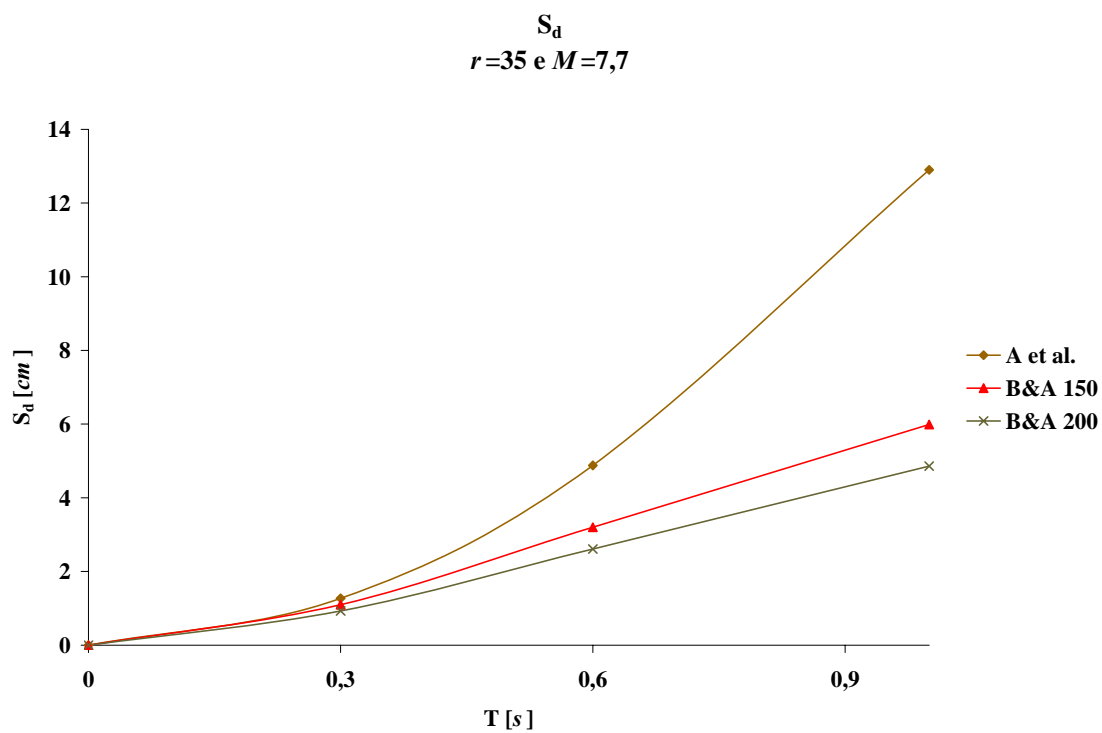


Figura 4.96: Beira, S_d para $T=0,3; 0,6$ e $1,0$ s para $r=35$ km e $M_W=7,6$

Como se pode observar, os gráficos das Figuras 4.83 a 4.97 têm um traçado bastante semelhante. Não havendo grandes alterações no andamento das curvas, independentemente, da variação das distâncias ou magnitudes. As principais características que podem ser observadas nos gráficos apresentados são as seguintes:

- É aparente que os valores das ordenadas espectrais obtidos com base na equação de Ambraseys *et al.* são regularmente bastante mais elevados do que os obtidos pelas restantes equações. A diferença entre estes valores e os obtidos pelas restantes expressões tem tendência a aumentar com o aumento da magnitude.
- Dados os reduzidos valores das ordenadas obtidas para o período $T = 0,3 \text{ s}$ os valores obtidos com base nas restantes equações são razoavelmente aproximados para $r = 15 \text{ km}$ (embora alcancem diferenças percentuais de 50%, as diferenças de facto não excedem os 0,43 *cm*). Para $r = 25$ e 35 km as diferenças alcançam 90 e 125% em termos de percentagem mas não excedem os 0,5 *cm*.
- Fazendo uma análise semelhante à feita no ponto anterior, agora para $T = 0,6 \text{ s}$, verifica-se que para $r = 15 \text{ km}$ a diferença percentual máxima desce para 25%, embora (dada a maior grandeza dos valores das ordenadas) a diferença de facto passe para 0,8 *cm*. Para $r = 25$ e 35 km as diferenças percentuais máximas passam a 27 e 47%, respectivamente, com diferenças de valores máximas de 0,9 *cm*.
- Para $T = 1,0 \text{ s}$ e $r = 15 \text{ km}$ as diferenças percentuais máximas são da ordem dos 50%, com diferenças nos valores das ordenadas de mais de 3 *cm*. Para $r = 25$ e 35 km as diferenças percentuais máximas são de cerca de 30 e 25%, respectivamente, com diferenças de valores máximas de 1,7 *cm*.
- Os valores das ordenadas espectrais, obtidos com base nas expressões de Akkar e Bommer e de Campbell e Bozorgnia, são muito próximos.
- A variação da distância parece não afectar de forma significativa a relação entre os valores obtidos com base nas diferentes equações consideradas.

4.4.5.2 Chimoio

A tabela que se segue apresenta um resumo dos resultados obtidos pelas diversas equações de atenuação utilizadas, para um determinado número de cenários.

Tabela 4.14: Resumo dos resultados obtidos a partir da aplicação das diferentes equações de atenuação (Ambraseys *et al.* – A *et al.*; Akkar e Bommer – A & B; Boore e Atkinson – B & A; Campbell e Bozorgnia – C & B) à cidade do Chimoio: valores de S_d em *cm* (*nd* – não disponível); T = 0,3; 0,6 e 1,0 s

T [s]	r [km]	M_W ->	7,4		7,5		7,6		7,7		7,8	
		V_{30} [m/s] ->	500	560	500	560	500	560	500	560	500	560
0,3	70	A <i>et al.</i>	0,41		0,45		0,51		0,56		0,62	
		A & B	0,23		0,24		0,25		<i>nd</i>		<i>nd</i>	
		B & A	0,30	0,28	0,30	0,28	0,31	0,29	0,32	0,30	0,32	0,30
		C & B	0,31	0,29	0,32	0,31	<i>nd</i>		<i>nd</i>		<i>nd</i>	
	80	A <i>et al.</i>	0,36		0,41		0,45		0,51		0,56	
		A & B	0,21		0,22		0,23		<i>nd</i>		<i>nd</i>	
		B & A	0,26	0,24	0,27	0,25	0,27	0,25	0,28	0,26	0,28	0,27
		C & B	0,28	0,26	0,29	0,28	<i>nd</i>		<i>nd</i>		<i>nd</i>	
	90	A <i>et al.</i>	0,33		0,37		0,41		0,46		0,52	
		A & B	0,19		0,20		0,21		<i>nd</i>		<i>nd</i>	
		B & A	0,21	0,20	0,22	0,21	0,23	0,21	0,23	0,22	0,24	0,23
		C & B	0,25	0,24	0,26	0,25	<i>nd</i>		<i>nd</i>		<i>nd</i>	
0,6	70	A <i>et al.</i>	1,34		1,52		1,72		1,95		2,20	
		A & B	0,90		0,95		1,00		<i>nd</i>		<i>nd</i>	
		B & A	0,77	0,71	0,79	0,73	0,81	0,75	0,84	0,78	0,86	0,80
		C & B	0,93	0,87	1,00	0,92	<i>nd</i>		<i>nd</i>		<i>nd</i>	
	80	A <i>et al.</i>	1,20		1,37		1,55		1,76		2,00	
		A & B	0,82		0,87		0,91		<i>nd</i>		<i>nd</i>	
		B & A	0,69	0,64	0,71	0,66	0,73	0,68	0,75	0,70	0,77	0,72
		C & B	0,84	0,78	0,90	0,84	<i>nd</i>		<i>nd</i>		<i>nd</i>	
	90	A <i>et al.</i>	1,09		1,24		1,42		1,61		1,83	
		A & B	0,75		0,80		0,85		<i>nd</i>		<i>nd</i>	
		B & A	0,61	0,57	0,63	0,59	0,65	0,60	0,67	0,62	0,69	0,64
		C & B	0,77	0,72	0,83	0,77	<i>nd</i>		<i>nd</i>		<i>nd</i>	
1,0	70	A <i>et al.</i>	3,25		3,76		4,34		5,03		5,81	
		A & B	1,98		2,13		2,28		<i>nd</i>		<i>nd</i>	
		B & A	1,41	1,30	1,45	1,34	1,49	1,38	1,53	1,42	1,58	1,46
		C & B	1,81	1,66	1,96	1,81	<i>nd</i>		<i>nd</i>		<i>nd</i>	
	80	A <i>et al.</i>	2,87		3,33		3,85		4,47		5,18	
		A & B	1,83		1,97		2,11		<i>nd</i>		<i>nd</i>	
		B & A	1,26	1,17	1,30	1,20	1,34	1,24	1,38	1,28	1,42	1,32
		C & B	1,64	1,51	1,78	1,64	<i>nd</i>		<i>nd</i>		<i>nd</i>	
	90	A <i>et al.</i>	2,58		2,99		3,47		4,02		4,67	
		A & B	1,70		1,84		1,97		<i>nd</i>		<i>nd</i>	
		B & A	1,14	1,05	1,18	1,09	1,22	1,12	1,26	1,16	1,30	1,20
		C & B	1,50	1,38	1,64	1,51	<i>nd</i>		<i>nd</i>		<i>nd</i>	

São de seguida apresentados gráficos (Figuras 4.98 a 4.112), obtidos a partir da tabela anterior, com o objectivo de permitir uma mais fácil comparação dos resultados para os períodos seleccionados. Tal como na secção anterior realça-se que as curvas dos gráficos a seguir apresentados são curvas aproximadas, ignorando os valores das ordenadas espectrais que se encontram entre os valores dos períodos seleccionados. Ou seja, apresentam apenas uma tendência aproximada do desenvolvimento das curvas correspondentes a cada uma das equações de atenuação, exclusivamente para o intervalo considerado ($0 - 1,0\text{ s}$). Para evitar repetições (que resultariam do esperado traçado semelhante dos gráficos) os comentários aos gráficos de seguida apresentados serão apresentados de forma resumida após a apresentação de todos os gráficos.

Os gráficos das Figuras 4.98 a 4.102 efectuem a comparação entre os valores obtidos pelas diferentes equações de atenuação, para diferentes valores de magnitude e para uma distância à fonte sísmica de 70 km .

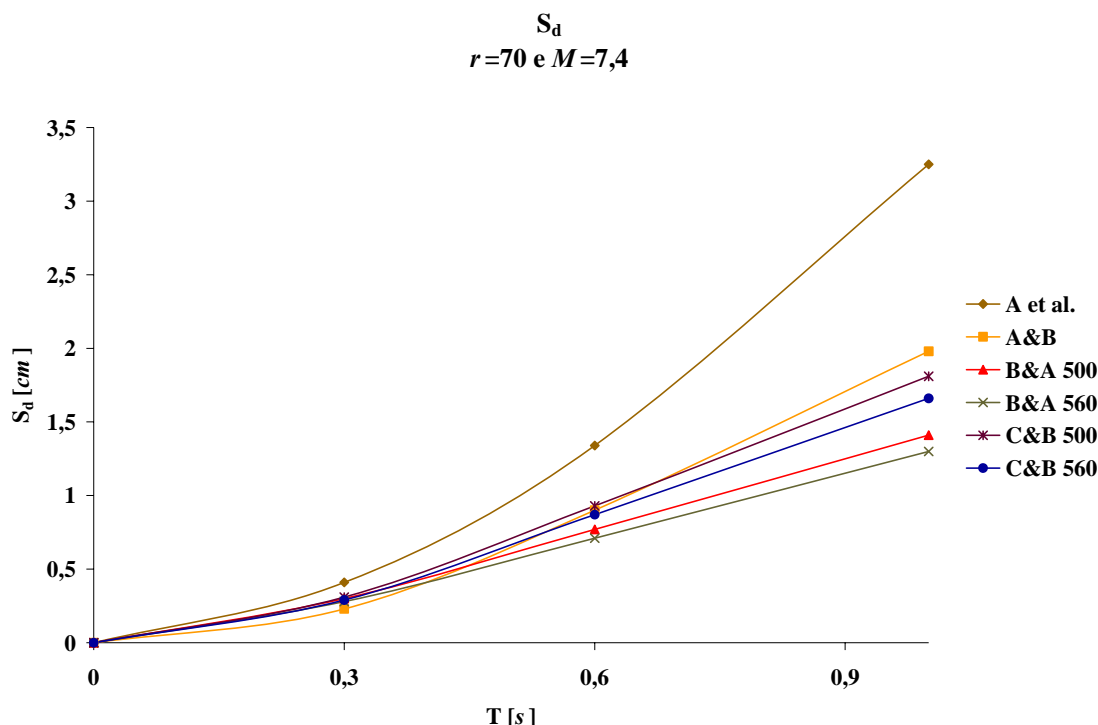


Figura 4.97: Chimoio, S_d para $T=0,3; 0,6$ e $1,0\text{ s}$ para $r=70\text{ km}$ e $M_H=7,4$

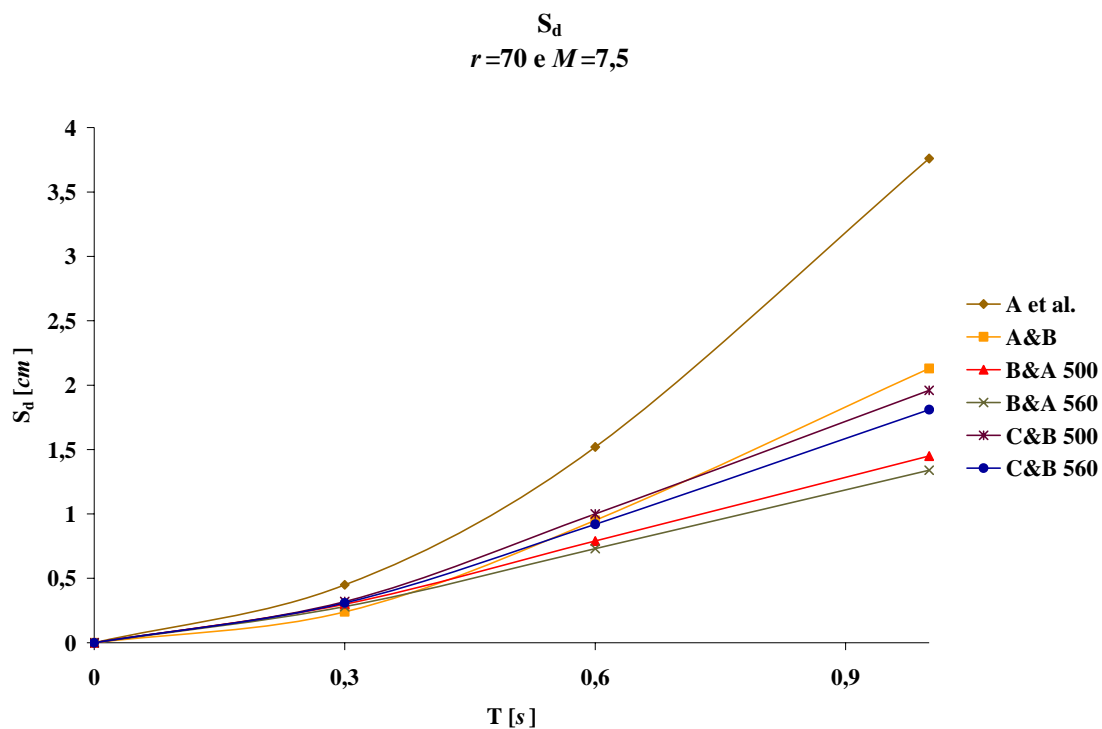


Figura 4.98: Chimoio, S_d para $T=0,3; 0,6$ e $1,0$ s para $r=70$ km e $M_W=7,5$

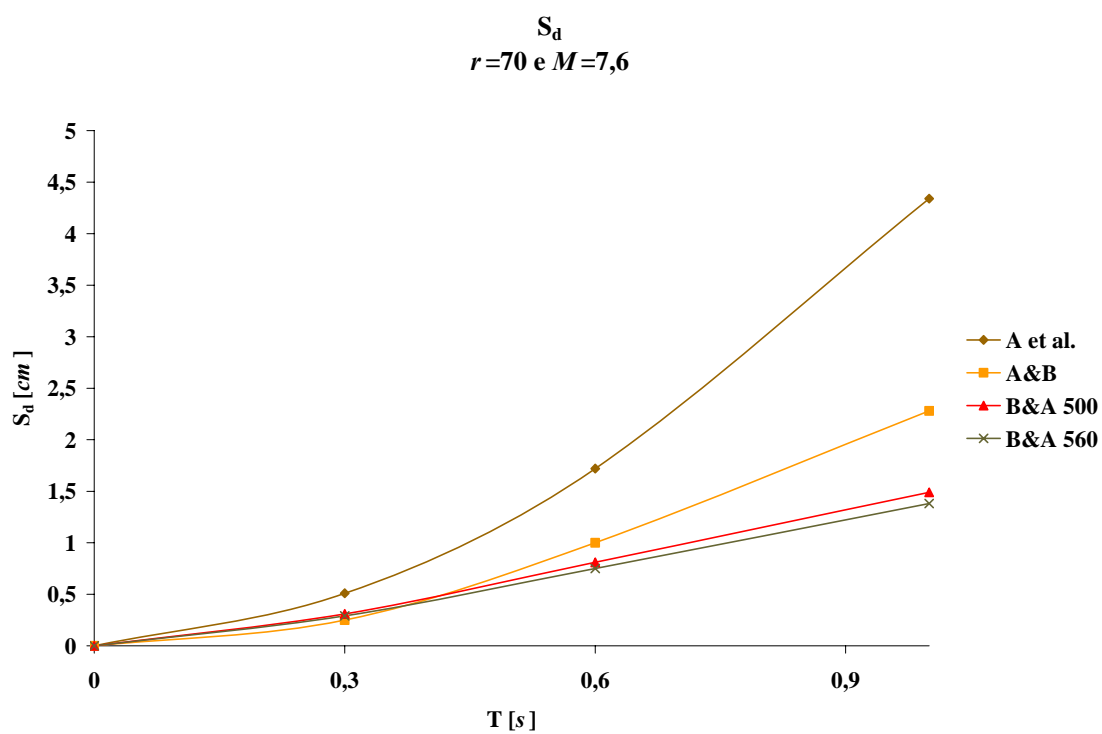


Figura 4.99: Chimoio, S_d para $T=0,3; 0,6$ e $1,0$ s para $r=70$ km e $M_W=7,6$

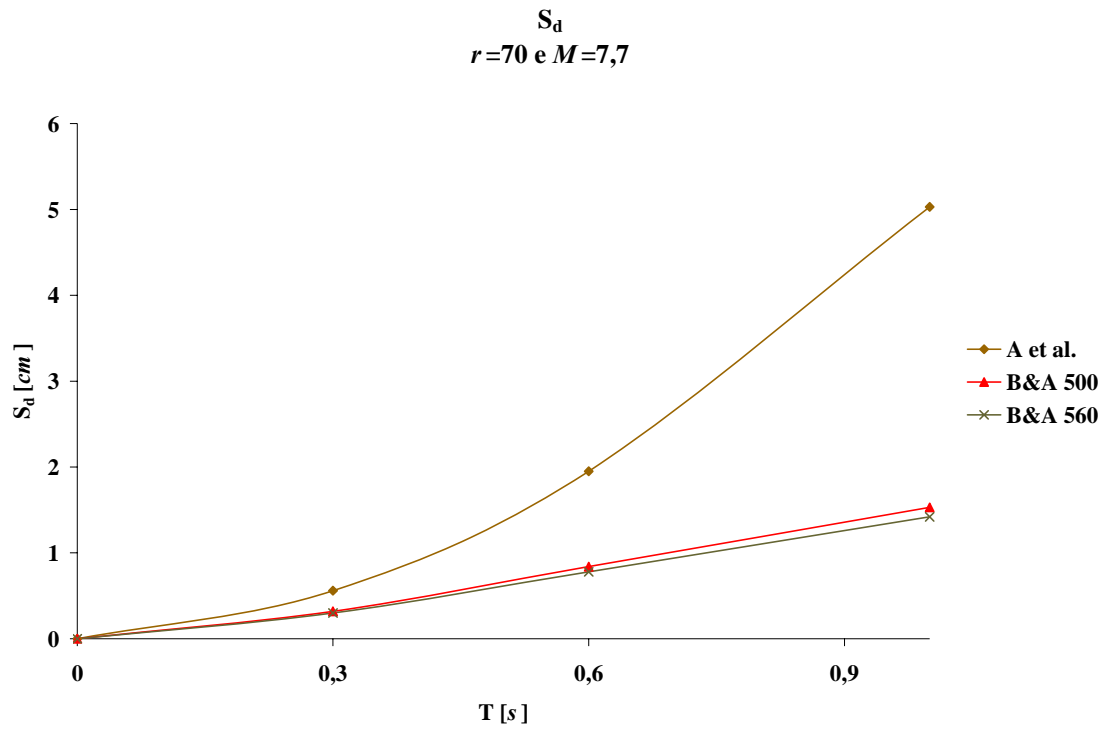


Figura 4.100: Chimoio, S_d para $T=0,3; 0,6$ e $1,0$ s para $r=70$ km e $M_W=7,7$

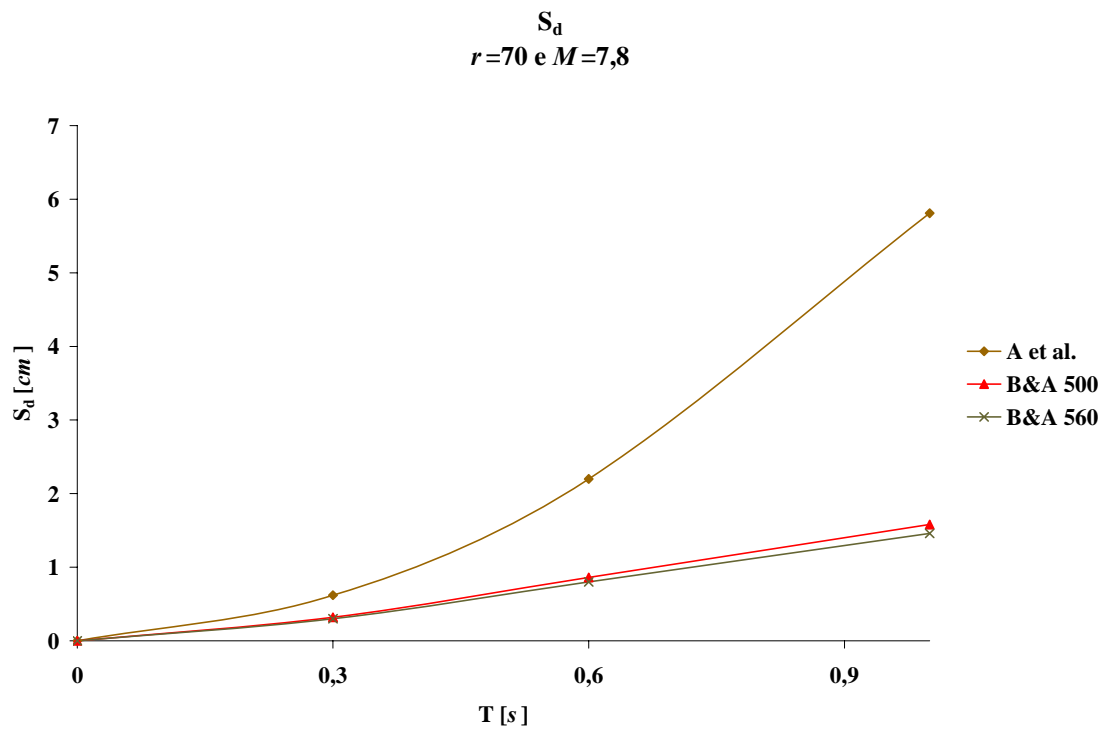


Figura 4.101: Chimoio, S_d para $T=0,3; 0,6$ e $1,0$ s para $r=70$ km e $M_W=7,8$

Os gráficos das Figuras 4.103 a 4.107 efectuem a comparação entre os valores obtidos pelas diferentes equações de atenuação, para diferentes valores de magnitude e para uma distância à fonte sísmica de 80 km.

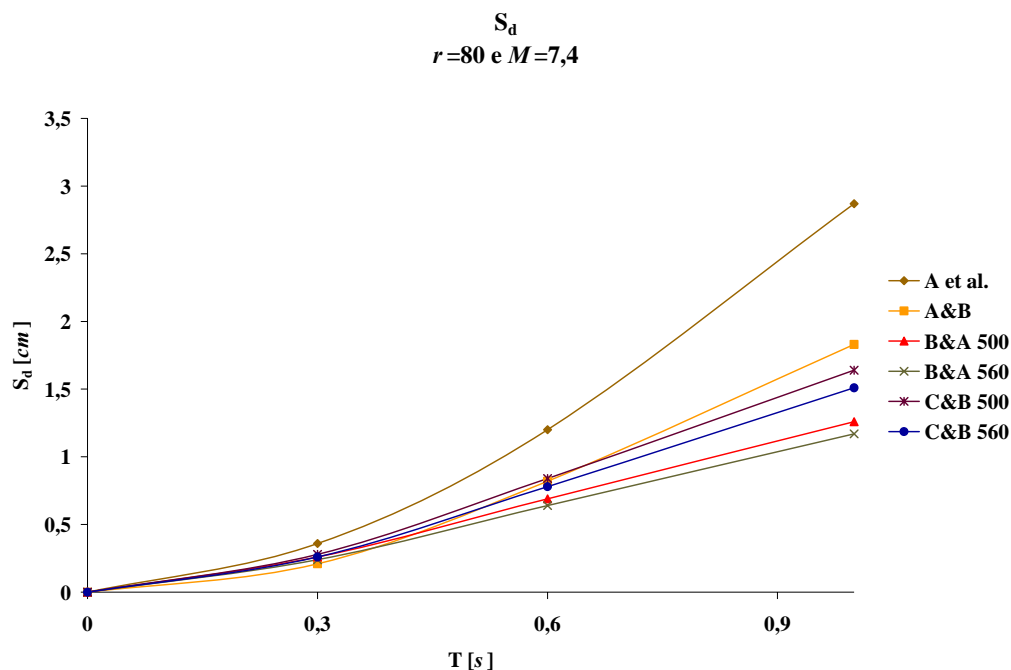


Figura 4.102: Chimoio, S_d para $T=0,3; 0,6$ e $1,0$ s para $r=80$ km e $M_W=7,4$

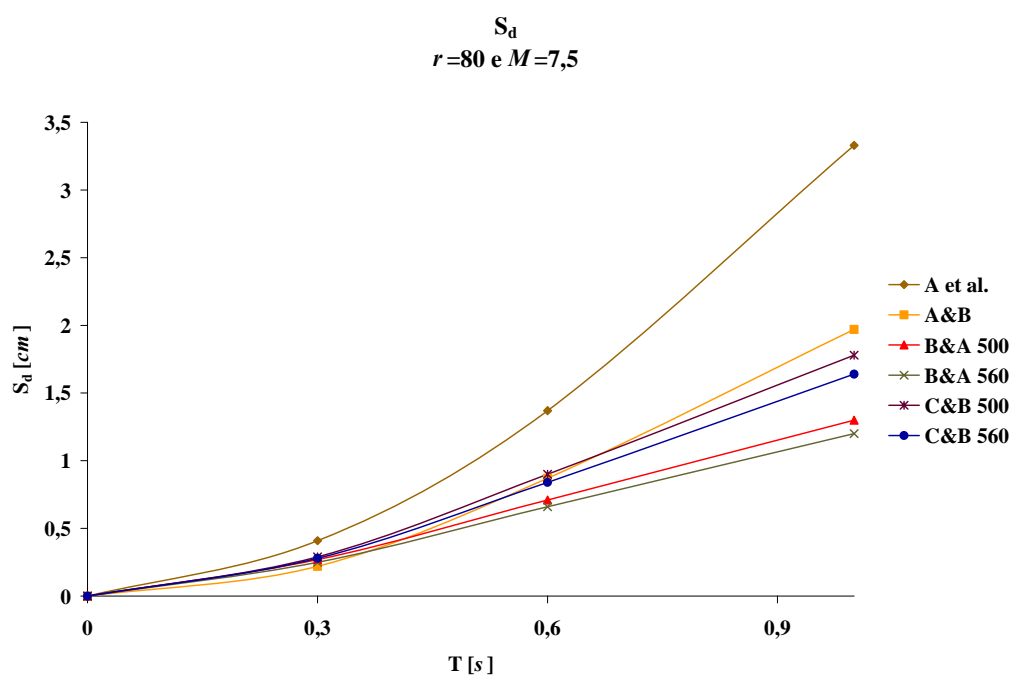


Figura 4.103: Chimoio, S_d para $T=0,3; 0,6$ e $1,0$ s para $r=80$ km e $M_W=7,5$

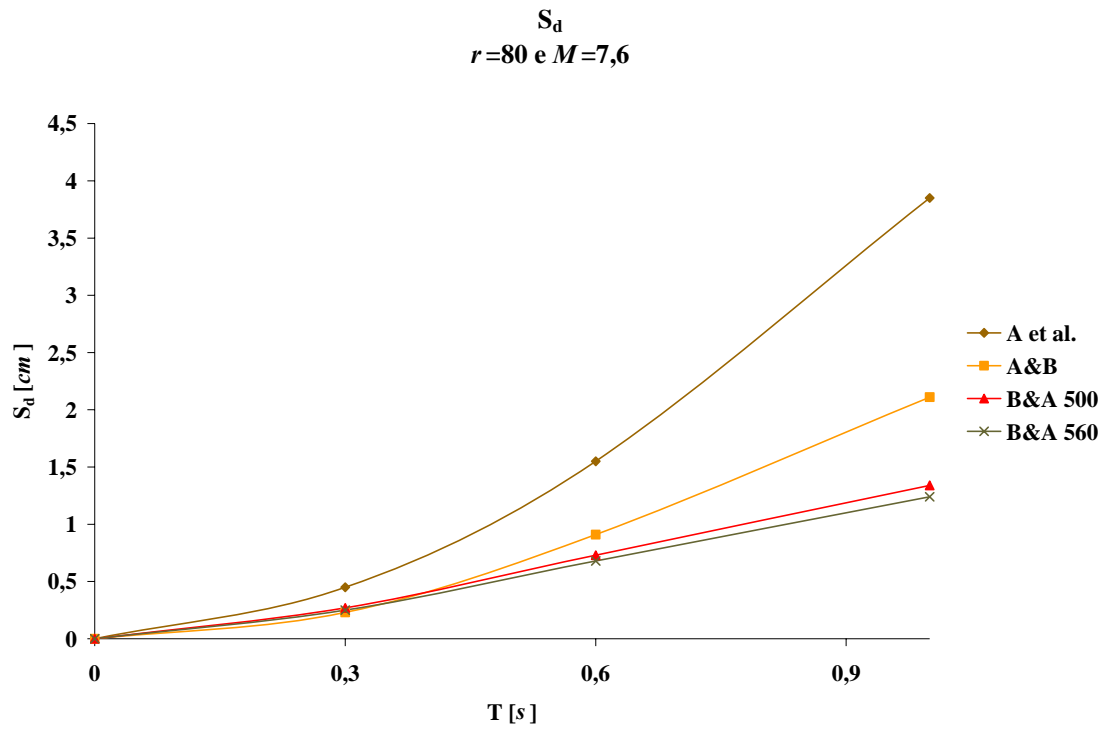


Figura 4.104: Chimoio, S_d para $T=0,3; 0,6$ e $1,0$ s para $r=80$ km e $M_W=7,6$

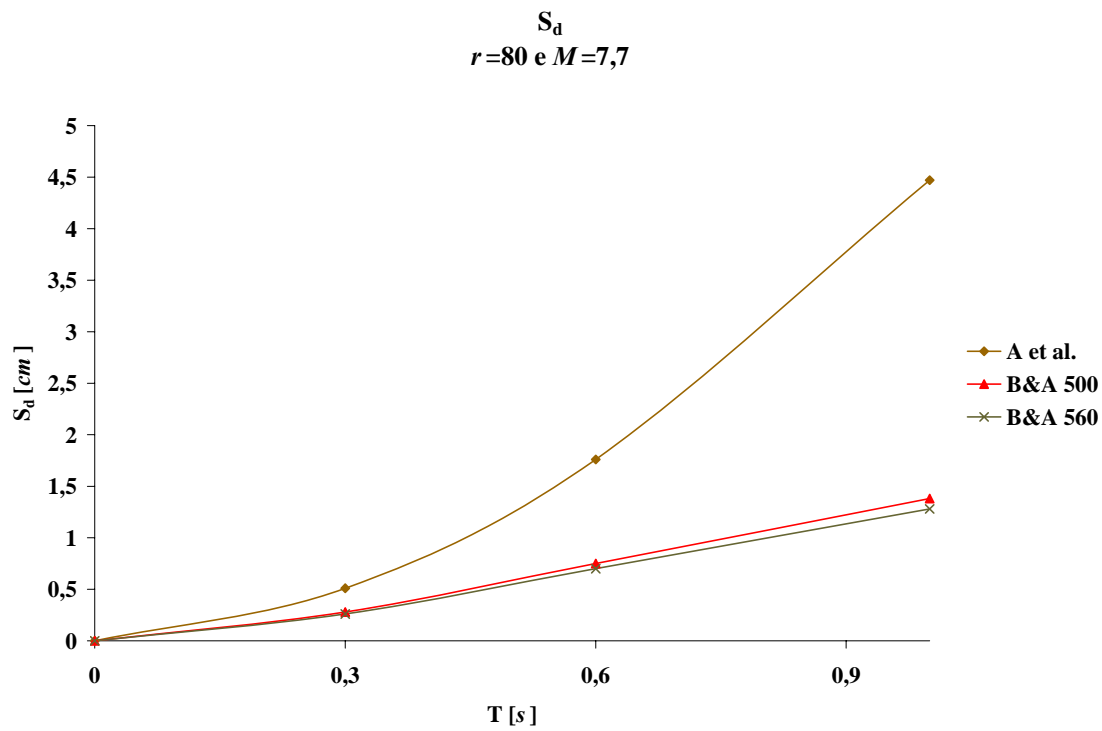


Figura 4.105: Chimoio, S_d para $T=0,3; 0,6$ e $1,0$ s para $r=80$ km e $M_W=7,7$

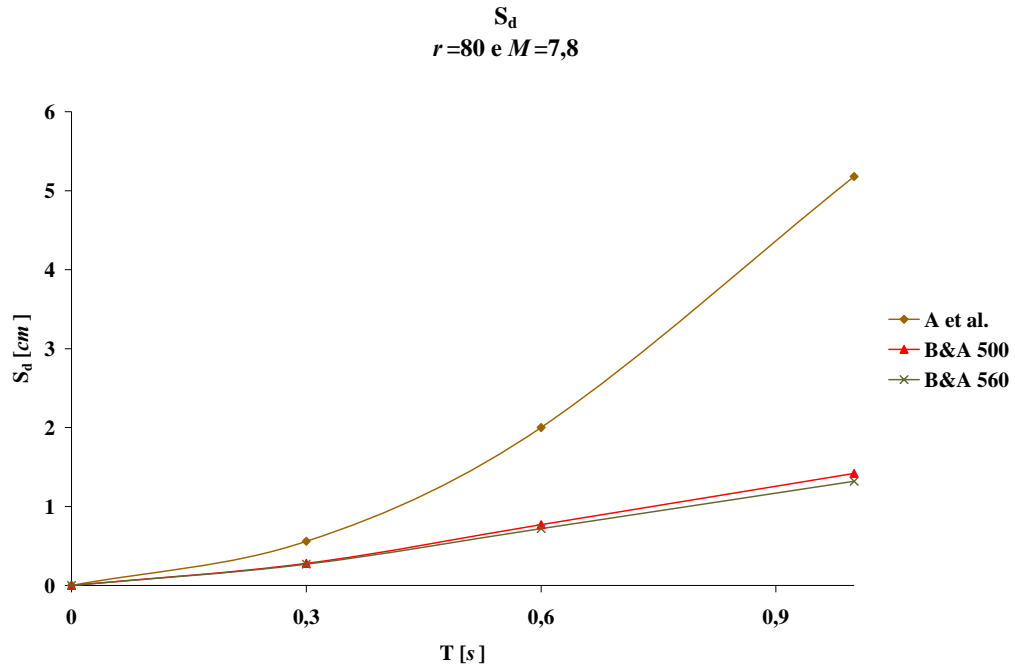


Figura 4.106: Chimoio, S_d para $T=0,3; 0,6$ e $1,0$ s para $r=80$ km e $M_W=7,8$

Os gráficos das Figuras 4.108 a 4.112 efectuam a comparação entre os valores obtidos pelas diferentes equações de atenuação, para diferentes valores de magnitude e para uma distância à fonte sísmica de 90 km.

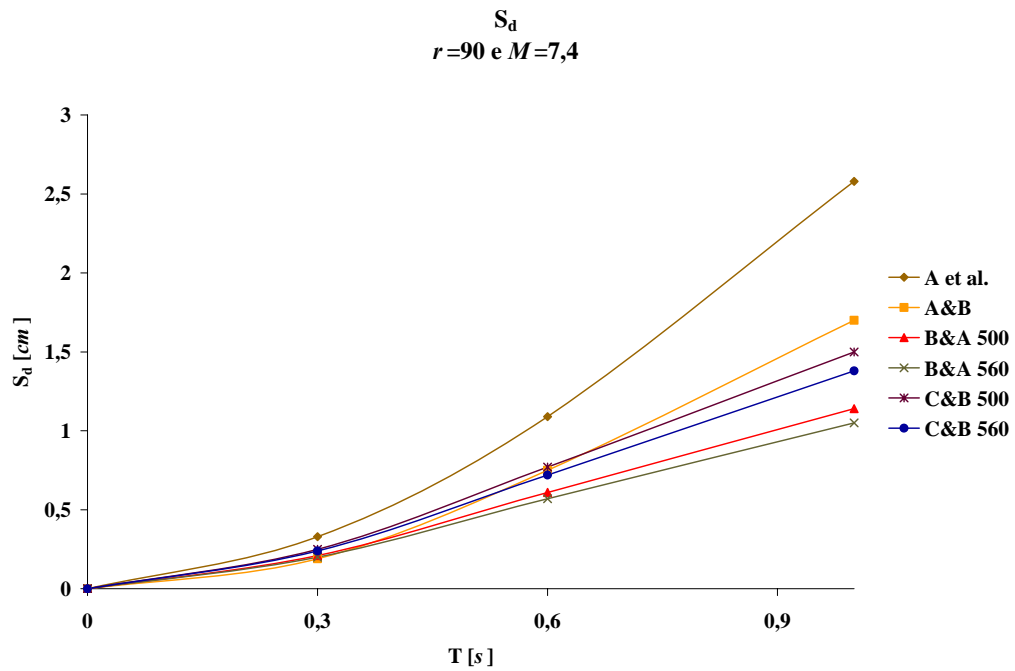


Figura 4.107: Chimoio, S_d para $T=0,3; 0,6$ e $1,0$ s para $r=90$ km e $M_W=7,4$

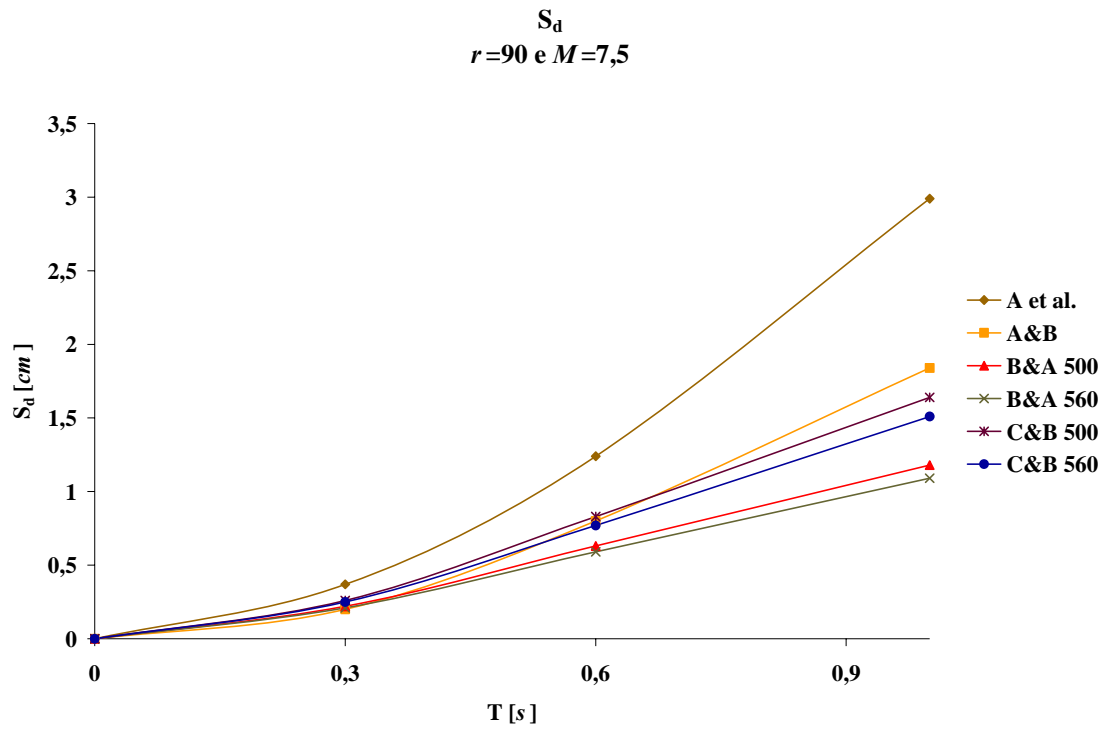


Figura 4.108: Chimoio, S_d para $T= 0,3; 0,6$ e $1,0$ s para $r=90$ km e $M_W=7,5$

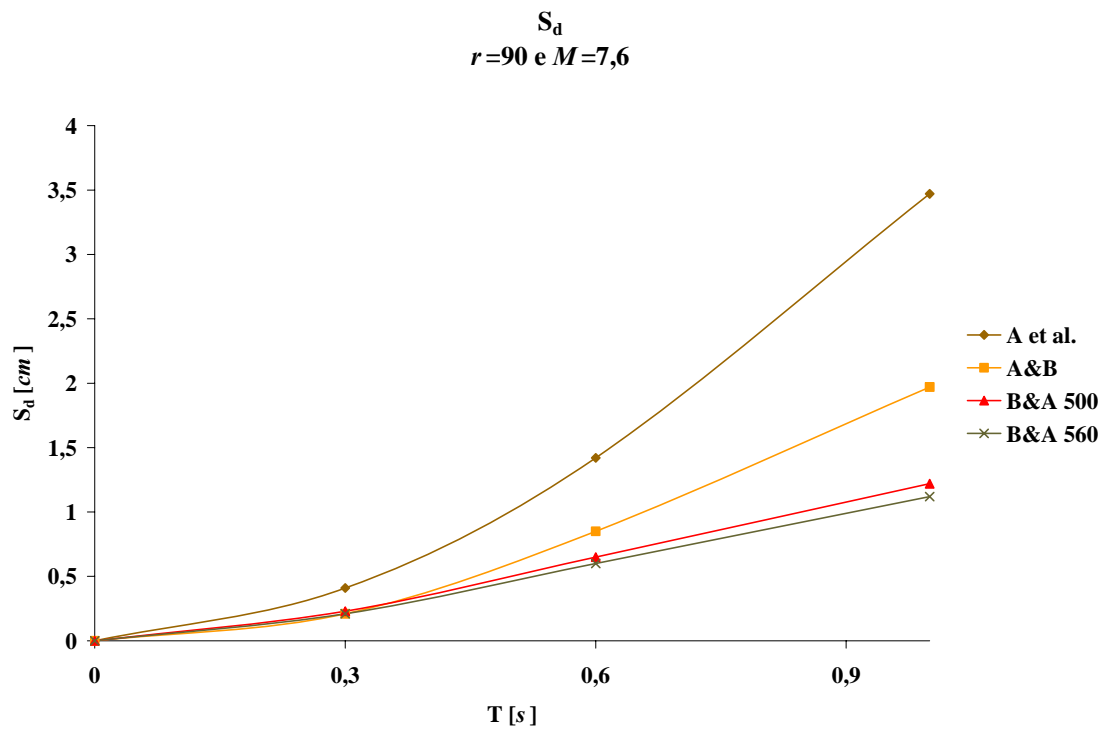


Figura 4.109: Chimoio, S_d para $T= 0,3; 0,6$ e $1,0$ s para $r=90$ km e $M_W=7,6$

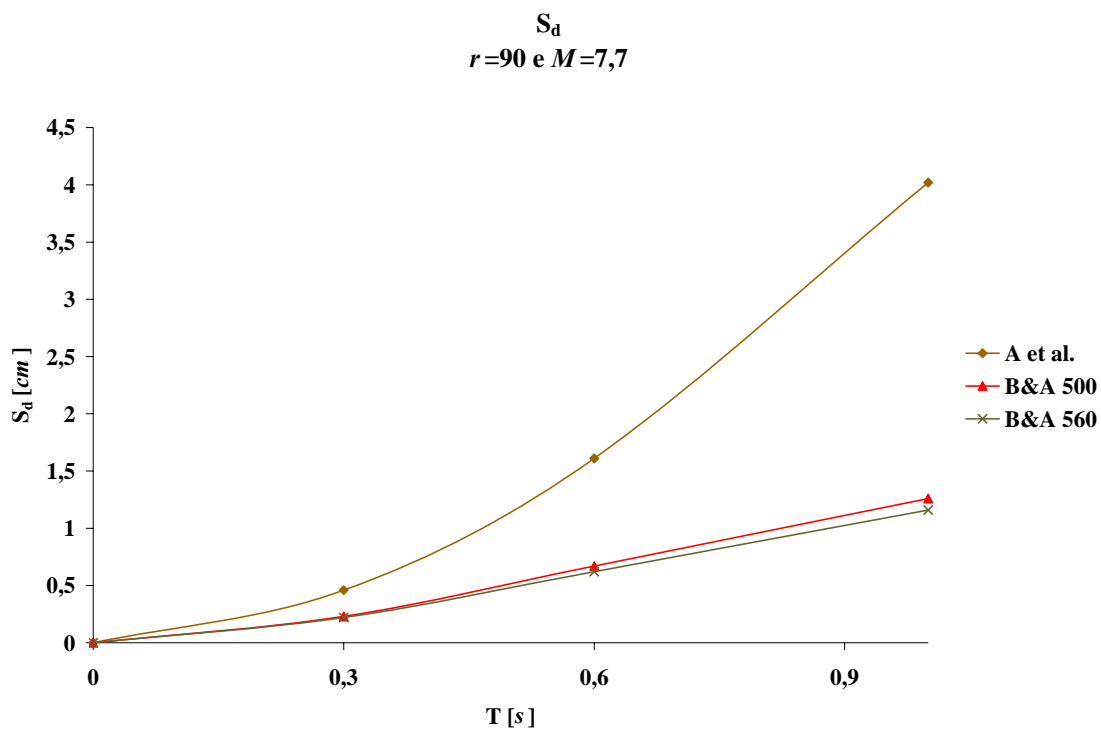


Figura 4.110: Chimoio, S_d para $T=0,3; 0,6$ e $1,0$ s para $r=90$ km e $M_W=7,7$

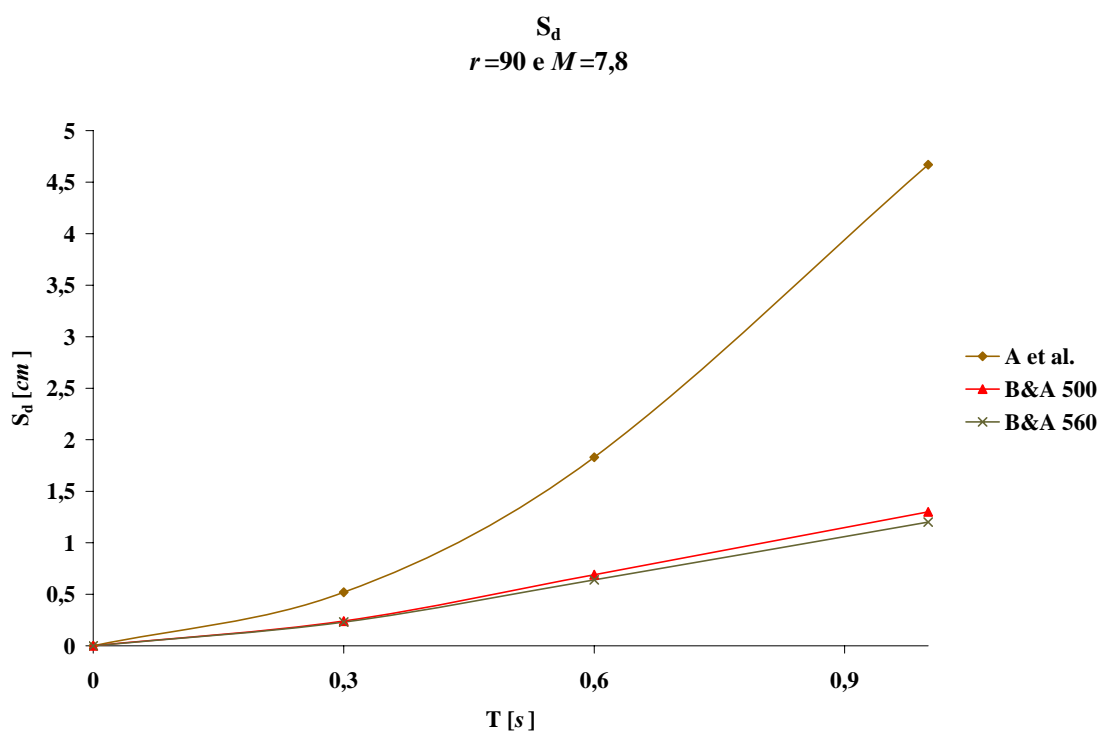


Figura 4.111: Chimoio, S_d para $T=0,3; 0,6$ e $1,0$ s para $r=90$ km e $M_W=7,8$

Como se pode observar, os gráficos apresentados nas Figuras 4.98 a 4.112 têm um traçado bastante semelhante. Não havendo grandes alterações no andamento das curvas independentemente da variação das distâncias ou magnitudes. As principais características que se podem observar nos gráficos apresentados são as seguintes:

- É aparente que os valores das ordenadas espectrais obtidos com base na equação de Ambraseys *et al.* são regularmente bastante mais elevados do que os obtidos pelas restantes equações. A diferença entre estes valores e os obtidos pelas restantes expressões tem tendência a aumentar com o aumento da magnitude.
- Dados os reduzidos valores das ordenadas obtidas para os períodos $T = 0,3$ e $0,6$ s os valores obtidos com base nas restantes equações são razoavelmente aproximados. Para $r = 70$ km as diferenças percentuais das ordenadas atingem 35%, mas não excedem os 0,08 e 0,30 cm, para $T = 0,3$ e $0,6$ s, respectivamente. Para $r = 80$ e 90 km as diferenças alcançam 40% em termos de percentagem sem excederem os 0,07 e 0,25 cm (para $T = 0,3$ e $0,6$ s, respectivamente).
- Para $T = 1,0$ s as diferenças percentuais máximas são da ordem dos 80%, com diferenças nos valores das ordenadas de 0,8 cm.
- Os valores das ordenadas espectrais, para $T = 0,3$ e $0,6$ s, obtidos com base nas expressões de Akkar e Bommer e de Campbell e Bozorgnia, são muito próximos.
- A variação da distância parece não afectar de forma significativa a relação entre os valores obtidos com base nas diferentes equações consideradas.

4.4.6 Conclusões

Como conclusão pode ser dito que todos os gráficos apresentados ao longo da Secção de Discussão dos Resultados têm um traçado bastante semelhante. Não havendo grandes alterações no andamento das curvas, independentemente, da variação das distâncias ou magnitudes. As conclusões que podem ser tiradas são comuns aos cenários analisados para as duas cidades. Verifica-se que para os períodos $T = 0,3$ e $0,6$ s os valores das ordenadas espectrais obtidos com base nas diferentes equações de atenuação são razoavelmente aproximados (em termos do valor das ordenadas espectrais), mas há medida que o período

aumenta (*e.g.* $T = 1,0\text{ s}$) estes tornam-se consideravelmente diferentes. A aplicação da expressão de Ambraseys *et al.* resulta em valores de ordenadas espectrais significativamente mais elevados do que os obtidos pela aplicação das restantes equações (em particular para períodos mais longos), esta diferença parece ser tanto maior quanto maior é a magnitude em análise. Não tendo sido encontrada nenhuma razão para esta diferença de valores, sugere-se uma análise mais aprofundada a esta expressão com o objectivo de perceber o porquê destes resultados. Para a gama de períodos analisada na secção anterior ($T = 0$ a $1,0\text{ s}$) as equações de Akkar e Bommer e de Campbell e Bozorgnia fornecem resultados bastante semelhantes, sendo recomendada a sua utilização em eventuais estudos adicionais.

CAPÍTULO 5

AVALIAÇÃO DE SEGURANÇA ESTRUTURAL: APLICAÇÃO DA METODOLOGIA *DBELA*

5.1 Uma Metodologia Baseada nos Deslocamentos para a Avaliação de Perdas Resultantes de Sismos (*Displacement-Based Earthquake Loss Assessment – DBELA*)

O principal requisito de um modelo de avaliação de perdas é fornecer uma estimativa da proporção de edifícios (de uma determinada classe), de uma determinada zona urbana, à qual corresponderão níveis de dano (estrutural e não-estrutural) específicos quando sujeitos a uma determinada acção sísmica (Crowley *et al.*, 2004).

Na presente secção é descrito um método racional que define a capacidade de deformação de uma determinada classe de edifícios, relacionando o seu potencial de deslocamento e período fundamental de vibração para diferentes estados limites. E comparando a capacidade de deformação assim obtida com um espectro de deslocamento representativo da acção sísmica a que a estrutura estará sujeita.

5.1.1 Algumas Limitações de Métodos Existentes para a Avaliação de Perdas

Tradicionalmente, a análise de danos para estudos de avaliação de perdas tem sido baseada na intensidade macrosísmica ou na aceleração de pico do terreno (Crowley *et al.*, 2004). No entanto, de acordo com Musson (2000), a intensidade (embora directamente relacionada com o dano sofrido por edifícios) é erradamente tratada como uma variável contínua, sendo de facto um índice discreto com intervalos não-uniformes, enquanto que a aceleração de pico do terreno (como já referido) apresenta uma reduzida correlação com o

potencial de dano, a elementos estruturais e não-estruturais, dos movimentos sísmicos. Adicionalmente, nenhum destes parâmetros considera a relação entre o conteúdo em frequência dos movimentos sísmicos e o período dominante dos edifícios.

Os métodos de matriz de danos, tais como os desenvolvidos pelo Applied Technology Council (ATC, 1985), relacionam o grau de severidade dos danos (definido como a relação entre o custo de reparação e o custo de substituição da estrutura) com a intensidade dos abalos – através do processamento de dados recolhidos depois da ocorrência de sismos severos. O desenvolvimento destas matrizes de danos é subjectivo (Crowley *et al.*, 2004) pois a avaliação da intensidade dos abalos e da severidade dos danos observados nas estruturas é baseado na opinião de peritos, não podendo portanto ser considerado um procedimento exacto.

Métodos mais recentes (Calvi, 1999; FEMA, 1999) propõem a utilização de espectros de resposta, em particular espectros de deslocamento, como forma de representar a capacidade destrutiva dos movimentos sísmicos. A utilização de espectros de deslocamento está relacionada com a tendência de adopção da filosofia de dimensionamento sísmico baseado nos deslocamentos (*displacement-based design*) – que reflecte a elevada correlação entre deslocamentos e danos estruturais.

Na metodologia HAZUS (FEMA, 1999; Kircher *et al.*, 1997) o *ponto de desempenho* de uma classe estrutural, sujeita a um cenário sísmico particular, é determinado pela intersecção de um espectro aceleração-deslocamento (representando o movimento sísmico) com um espectro de capacidade (curva de *pushover*, que representa o deslocamento lateral da estrutura quando sujeita a carregamentos laterais crescentes) (Almeida e Barros, 2003a, 2003b; Barros e Almeida, 2004, 2005; Crowley *et al.*, 2004).

O *ponto de desempenho* determinado é introduzido em curvas de vulnerabilidade (para diferentes estados limite) donde resulta a probabilidade de excedência do nível de dano específico. Uma das deficiências desta metodologia é a dificuldade em conseguir uma representação fisicamente realista da resposta inelástica de uma estrutura recorrendo a análises *pushover*, aliada há necessidade de se obter muita informação sobre a estrutura a

analisar, incluindo dados sobre as armaduras (Crowley *et al.*, 2004). Informação com tal grau de detalhe é por regra difícil de obter, quando se fazem análises a grandes números de edifícios ou em zonas (como Moçambique) em que a informação (quando não é inexistente) é de difícil acesso. Outra desvantagem deste método é o facto das curvas de capacidade, publicadas para utilização com a metodologia HAZUS, se encontrarem apenas disponíveis para classes de edifícios existentes nos EUA. Portanto, a aplicação deste método noutras regiões implica a realização de pesquisas adicionais – embora deva ser dito que a aplicação de qualquer método em regiões para as quais este não foi desenvolvido implica a recolha de dados locais (Bommer *et al.*, 2002).

5.1.2 Descrição Geral da Metodologia *DBELA*

A metodologia aqui descrita foi inicialmente proposta por Pinho *et al.* (2002) e subsequentemente desenvolvida por Glaister e Pinho (2003). A versão apresentada ao longo deste capítulo é a mais recente, publicada em Crowley *et al.* (2004).

O procedimento utiliza fórmulas, derivadas com base em princípios mecânicos, para caracterizar a capacidade de deslocamento de diferentes classes de edifícios para três estados limites distintos. As equações consideram propriedades materiais e geométricas, incluindo a altura média dos edifícios numa determinada classe. Por substituição desta altura, por uma fórmula que a relaciona com o período correspondente ao estado limite, são obtidas relações que caracterizam a capacidade de deslocamento em função do período – permitindo fazer uma comparação directa, para qualquer período, entre a capacidade de deslocamento e o deslocamento imposto por um determinado espectro de resposta.

Esta metodologia pode ser implementada de forma determinística ou probabilística. A abordagem probabilística, ausente na proposta inicial, permite ter em conta incertezas na avaliação da capacidade de deslocamento, resultantes da consideração conjunta de um grupo de edifícios que podem ter propriedades geométricas e materiais distintas.

O método é caracterizado por Crowley *et al.* (2004) como uma metodologia de avaliação de perdas com elevada eficiência no uso de recursos informáticos (reduzindo o tempo necessário para efectuar análises e permitindo consequentemente a avaliação de múltiplos

cenários sísmicos), e com elevada capacidade de adaptação a diferentes tipos de construção e dimensionamento por todo o Mundo.

5.1.3 DBELA: Implementação Determinística

Os dados disponíveis para a realização deste estudo permitem apenas fazer a aplicação determinística da metodologia *DBELA*. Como tal, ao longo das próximas páginas, será unicamente descrito o processo que descreve a aplicação determinística da metodologia. Para uma descrição da aplicação probabilística desta metodologia refere-se o leitor para o artigo de Crowley *et al.* (2004).

5.1.3.1 Classificação dos Edifícios

O passo inicial na aplicação da metodologia *DBELA* é a separação do património edificado que se pretende analisar em classes de edifícios distintas. Os edifícios pertencentes a cada classe devem partilhar os mesmos materiais de construção, mecanismo de colapso e número de pisos. São presentemente considerados na metodologia cinco *tipos estruturais* distintos:

- a)* Pórticos de betão armado com mecanismo de colapso pilar-forte/viga-fraca (*beam-sway moment resisting frames*);
- b)* Pórticos de betão armado com mecanismo de colapso viga-forte/pilar-fraco (*column-sway moment resisting frames*);
- c)* Estruturas com paredes resistentes de betão armado (*structural wall buildings*);
- d)* Estruturas em alvenaria não reforçada com mecanismo de colapso para fora do plano do painel de alvenaria (*out-of-plane failure mechanism*);
- e)* Estruturas em alvenaria não reforçada com mecanismo de colapso no plano do painel de alvenaria (*in-plane failure mechanism*).

Dentro de cada uma destas classes gerais devem ser definidas subclasses adicionais. Estas subclasses devem organizar os edifícios, por exemplo, em termos de número de pisos, classe de aço usada, regulamentação aplicada, etc.

A colocação de um edifício constituído por pórticos na classe *a)* ou *b)* pode ser feita com base no tipo de construção, ano de construção e indícios de um piso térreo menos resistente. A maior parte dos edifícios construídos antes da inclusão de princípios comprovados de dimensionamento sísmico (*e.g.* dimensionamento por capacidade resistente) na regulamentação de um determinado país apresentam mecanismos de colapso do tipo *b)*. Ou seja, apresentam um mecanismo de colapso do tipo inter-piso de baixa rigidez (*soft-storey*), tal como edifícios que apresentem indícios de um piso térreo menos resistente. Neste estudo são analisados edifícios em pórticos de betão armado, construídos na época colonial ou de construção mais recente mas de acordo com regulamentos antigos. Os edifícios analisados são portanto considerados como pertencendo à classe *b)*.

5.1.3.2 Estados Limites Considerados

A metodologia em análise considera estados limites estruturais e não-estruturais.

São considerados três estados limites estruturais para a avaliação da capacidade de deslocamento da estrutura, podendo esta, portanto, encontrar-se numa de quatro faixas de dano: *nenhum a ligeiro, moderado, extenso* ou *completo*. Na Tabela 5.1 encontra-se uma descrição qualitativa destas faixas de dano, assim como sugestões para quantificar as propriedades mecânicas dos materiais para cada estado limite estrutural.

Da mesma maneira são considerados três estados limites, e quatro faixas de dano não-estrutural: *nenhum, moderado, extenso* ou *completo* (Tabela 5.2). Os danos sofridos por componentes não-estruturais num edifício podem ser considerados como tendo causas relacionadas com o *drift* (queda de azulejos ou secções de reboco das paredes, quebra de janelas, encrave de portas) ou com a aceleração (afecta tectos suspensos e o conteúdo dos edifícios) (Freeman *et al.*, 1985; Kircher *et al.*, 1997). Presentemente esta metodologia considera apenas danos não-estruturais relacionados com o *drift*.

Tabela 5.1: Descrição das faixas de dano estrutural consideradas na metodologia DBELA (*adaptado de Crowley et al., 2004*)

Faixa de dano estrutural	Descrição
<i>Nenhum a ligeiro</i>	Resposta linear elástica, fissuras com menos de 1,0 mm em alguns elementos. Não ocorre cedência em nenhuma secção crítica. O estado limite desta faixa é o ponto de cedência estrutural.
<i>Moderado</i>	É atingida a resistência à flexão dos elementos, mobiliza-se uma ductilidade média, fissuras com 1,0 mm e inicia-se o destacamento do reboco. Os limites de extensão dos materiais podem ser assumidos como: <ul style="list-style-type: none"> – $\varepsilon_c = 0,004$ a 0,005 – $\varepsilon_s = 0,010$ a 0,015
<i>Extenso</i>	O edifício necessita de reparações significativas, fissuras consideráveis (resultantes de flexão e corte), pode ocorrer encurvadura dos varões da armadura longitudinal. Os limites de extensão podem ser assumidos como: <p><i>Elementos com confinamento inadequado:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> – $\varepsilon_c = 0,005$ a 0,010 – $\varepsilon_s = 0,015$ a 0,030 <p><i>Elementos com confinamento adequado:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> – $\varepsilon_c = 0,010$ a 0,020 – $\varepsilon_s = 0,040$ a 0,060
<i>Completo</i>	Reparação do edifício não é possível (por questões físicas ou económicas), é necessária demolição, danos resultantes de rotura por corte de elementos verticais ou deformações excessivas.

Tabela 5.2: Descrição das faixas de dano não-estrutural consideradas na metodologia DBELA (*adaptado de Crowley et al., 2004*)

Faixa de dano não-estrutural	Descrição
<i>Nenhum</i>	Não ocorre dano nenhum a qualquer elemento não-estrutural, assume-se que os primeiros danos surjam para valores de <i>drift</i> entre 0,1 e 0,3%, este valores podem depender da qualidade das paredes divisórias.
<i>Moderado</i>	Para que os danos sejam moderados, de reparação fácil, os valores de <i>drift</i> não devem exceder 0,3 a 0,5%.
<i>Extenso</i>	Danos extensos a elementos não-estruturais, para garantir que os danos possam ser reparados com custos razoáveis os valores de <i>drift</i> não devem exceder 0,5 a 1,0%.
<i>Completo</i>	Reparação dos elementos não-estruturais não é possível (por questões físicas ou económicas).

5.1.3.3 Capacidade de Deslocamento em Função da Altura

No âmbito do desenvolvimento desta metodologia, foram deduzidas fórmulas para a capacidade de deslocamento estrutural das classes de edifícios descritas na Secção 5.1.3.1. Embora já tenha sido referido que os edifícios analisados são considerados da classe *b*), são apresentadas ao longo deste capítulo as metodologias correspondentes às análises a edifícios das classes *a*) e *b*) (representadas na Figura 5.1). Descrevendo a metodologia que deverá ser usada para futuras análises, em edifícios que se enquadrem na classe *a*).

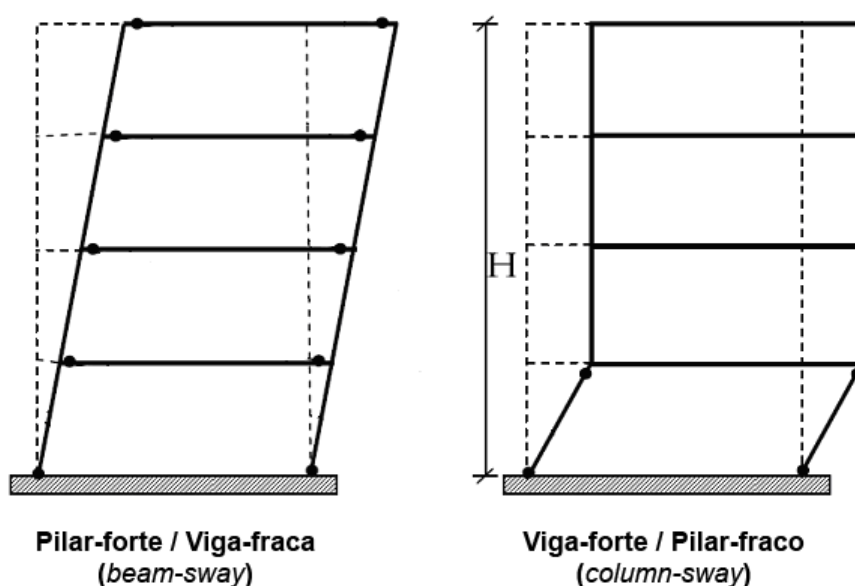


Figura 5.1: Tipos de colapso considerados pela metodologia DBELA para pórticos de betão armado
(adaptado de Bommer et al., 2005)

5.1.3.3.1 Capacidade de Deslocamento no Centro da Resultante das Forças Sísmicas

Como já foi referido, a acção é representada nesta metodologia por um espectro de deslocamento – que descreve o deslocamento induzido por um sismo num sistema de um grau de liberdade, com determinado período e amortecimento. As equações de capacidade de deslocamento deduzidas devem portanto descrever a capacidade de deslocamento de uma estrutura equivalente de um grau de liberdade, e devem fornecer a capacidade de deslocamento no centro da resultante das forças sísmicas da estrutura original. Esta

capacidade é avaliada de duas formas distintas, conforme se pretenda prever a rotação da base (determinação da capacidade de deslocamento estrutural para a classe *a*) e *b*), e da capacidade de deslocamento não-estrutural para a classe *b*)) ou o deslocamento da cobertura (determinação da capacidade de deslocamento não-estrutural para a classe *a*)) da estrutura original.

a) Pórticos Pilar-forte/Viga-fraca (beam-sway)

Deduzidas as equações para a rotação da base da estrutura, o deslocamento no centro da resultante das forças sísmicas pode ser obtido multiplicando a rotação por uma *altura efectiva*. Esta determina-se multiplicando a altura total da estrutura por um *coeficiente de altura efectiva* (ef_h), representado pela razão entre a altura do centro de massa de uma estrutura equivalente de um grau de liberdade (H_{SDOF}), com a mesma capacidade de deslocamento que a estrutura original no seu centro da resultante das forças sísmicas (H_{CSF}), e a altura total (H_T).

O coeficiente ef_h pode ser definido em função do número de pisos (n) de acordo com as equações propostas por Priestley (1997):

$$ef_h = 0,64 \quad n \leq 4 \quad (5.1)$$

$$ef_h = 0,64 - 0,0125(n - 4) \quad 4 < n < 20 \quad (5.2)$$

$$ef_h = 0,44 \quad n \geq 20 \quad (5.3)$$

Na derivação de equações para a capacidade de deslocamento não-estrutural de estruturas do tipo *a*), o coeficiente ef_h não pode ser directamente usado – pois nestes casos em vez de se derivar a capacidade de rotação da base da estrutura, é derivada a capacidade de deslocamento da cobertura (Crowley *et al.*, 2004). É necessário, portanto, uma forma de relacionar o deslocamento da cobertura com o deslocamento do centro da resultante das forças sísmicas. Esta relação é feita por um *factor de forma* (shape factor – S), ilustrado na Figura 5.2, como sugerido por Priestley (2003). O *factor de forma* pode ser obtido directamente da Figura 5.2 assumindo um valor médio de ef_h igual a 0,64 (Priestley, 1997).

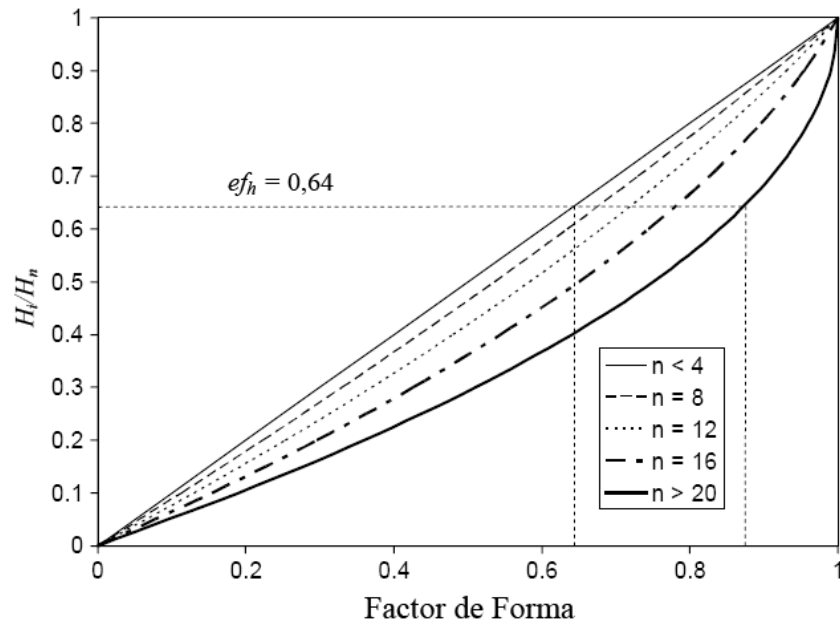


Figura 5.2: Factor de forma (S), pórticos do tipo *a*) e pisos variáveis (adaptado de Crowley et al., 2004)

b) Pórticos Viga-forte/Pilar-fraco (column-sway)

Para pórticos do tipo *b*) o formato da deformada varia entre um perfil linear para estados limites elásticos (pré-cedência) e um perfil não-linear para estados limites inelásticos (pós-cedência). Priestley (1997) sugere que, dado o perfil linear da deformada no estado pré-cedência, o valor da relação entre H_{CSF} e H_T pode ser assumido como 0,67 devendo ser este o valor considerado para o coeficiente ef_h .

Na fase pós-cedência, a altura do centro de aplicação da resultante das forças sísmicas de uma estrutura do tipo *b*) depende da ductilidade em deslocamento (μ_{Lsi}). O coeficiente ef_h pode ser obtido através da Equação 5.4, proposta por Priestley (1997) e adaptada por Glaister e Pinho (2003).

$$ef_h = 0,67 - 0,17 \frac{\mu_{Lsi} - 1}{\mu_{Lsi}} \quad (5.4)$$

No entanto, a ductilidade só pode ser calculada depois de determinado o deslocamento de cedência no ponto de altura efectiva, o que implica um processo iterativo de busca da altura efectiva. Com o objectivo de simplificar o processo Glaister e Pinho (2003)

propuseram substituir, na Equação 5.4, a ductilidade pela extensão do aço correspondente ao estado limite em análise ($\epsilon_{s(Lsi)}$):

$$ef_h = 0,67 - 0,17 \frac{\epsilon_{s(Lsi)} - \epsilon_y}{\epsilon_{s(Lsi)}} \quad (5.5)$$

Alternativamente sugere-se que, Crowley *et al.* (2004), na fase pós-cedência seja usada uma altura efectiva inicial $0,60H_T$ de modo a estimar a ductilidade (Equação 5.11) correspondente ao deslocamento para o valor de cedência estrutural (Equação 5.7). Esta ductilidade deve ser posteriormente introduzida na Equação 5.4 para obter uma melhor estimativa do coeficiente ef_h (é apenas necessária uma iteração para se obter uma solução convergente).

Para a derivação da equação de capacidade de deslocamento não-estrutural, a capacidade de *drift* inter-piso do piso térreo (v_i) é considerada equivalente à rotação da base da estrutura e o coeficiente ef_h deve ser usado para determinar a capacidade de deslocamento no centro da resultante das forças sísmicas. Na fase pré-cedência este coeficiente é igual ao já referido para a capacidade de deslocamento estrutural (*e.g.* $0.67H_T$).

5.1.3.3.2 Capacidade de Deslocamento Estrutural

As equações apresentadas de seguida foram desenvolvidas com base em relações (inicialmente propostas por Priestley (2003)) baseadas na extensão da armadura longitudinal e na geometria das secções de vigas e pilares, multiplicadas por coeficientes empíricos de modo a considerar o efeito de corte e a deformação dos nós. Estas expressões permitem determinar a capacidade de deslocamento na cedência para estruturas do tipo *a*) (Equação 5.6) e *b*) (Equação 5.7):

$$\Delta_{sy} = 0,5 ef_h H_T \epsilon_y \frac{l_b}{h_b} \quad (5.6)$$

$$\Delta_{sy} = 0,43 ef_h H_T \epsilon_y \frac{h_s}{h_c} \quad (5.7)$$

onde:

- Δ_{Sy} é a capacidade de deslocamento estrutural na cedência (estado limite 1);
- ef_h é o coeficiente de altura efectiva;
- H_T é a altura total da estrutura original;
- ε_y é a extensão de cedência da armadura longitudinal;
- l_b é o comprimento da viga;
- h_b é a altura da secção da viga;
- h_s é a altura do piso térreo;
- h_c é a altura da secção do pilar.

As fórmulas para a capacidade de deslocamento pós-cedência são obtidas adicionando uma componente de deslocamento plástico ao deslocamento de cedência. As Equações 5.8 e 5.9 apresentam a formulação para estruturas do tipo *a)* e *b)*, respectivamente. É de notar que nesta formulação assume-se a formação dum *soft-storey*, para estruturas do tipo *b)*, no piso térreo.

$$\Delta_{SLi} = 0,5 ef_h H_T \varepsilon_y \frac{l_b}{h_b} + 0,5 (\varepsilon_{C(LSi)} + \varepsilon_{S(LSi)} - 1,7 \varepsilon_y) ef_h H_T \quad (5.8)$$

$$\Delta_{SLi} = 0,43 ef_h H_T \varepsilon_y \frac{h_s}{h_c} + 0,5 (\varepsilon_{C(LSi)} + \varepsilon_{S(LSi)} - 2,14 \varepsilon_y) h_s \quad (5.9)$$

onde Δ_{SLi} é a capacidade de deslocamento estrutural no estado limite *i* (2 ou 3), $\varepsilon_{C(LSi)}$ e $\varepsilon_{S(LSi)}$ são as extensões máximas admissíveis, respectivamente, no betão e no aço para o estado limite *i*.

As fórmulas para determinar a ductilidade, μ_{Lsi} , para estruturas com mecanismo do tipo *a)* e *b)* (Equações 5.10 e 5.11, respectivamente) apresentadas seguidamente foram deduzidas por Glaister e Pinho (2003):

$$\mu_{Lsi} = 1 + \frac{(\varepsilon_{C(Lsi)} + \varepsilon_{S(Lsi)} - 1,7\varepsilon_y)h_b}{\varepsilon_y l_b} \quad (5.10)$$

$$\mu_{Lsi} = 1 + \frac{(\varepsilon_{C(Lsi)} + \varepsilon_{S(Lsi)} - 2,14\varepsilon_y)h_c}{0,86ef_h H_T \varepsilon_y} \quad (5.11)$$

Os autores do método (Crowley *et al.*, 2004) reconhecem que este necessita de ser melhorado em pelo menos um aspecto: a determinação da capacidade de resistência ao corte da estrutura, de forma a garantir que não ocorra rotura por corte antes de se esgotar a capacidade de deslocamento por flexão da estrutura.

5.1.3.3 Capacidade de Deslocamento Não-Estrutural

A capacidade de deslocamento não-estrutural é determinada a partir da capacidade de *drift* inter-piso de elementos não estruturais, tais como paredes divisórias.

Em estruturas com o mecanismo *pilar-forte/viga-fraca* o andamento não-linear da deformada leva a uma variação do *drift* inter-piso entre o piso térreo e a cobertura. Segundo Crowley *et al.* (2004) multiplicando a capacidade de *drift* pela altura total do edifício, obtém-se a capacidade de deslocamento da cobertura correspondente à capacidade média do *drift* inter-piso. A capacidade de deslocamento não-estrutural é então obtida multiplicando o deslocamento da cobertura pelo factor de forma (*S*) já descrito:

$$\Delta_{NSLsi} = S v_i H_T \quad (5.12)$$

onde Δ_{NSLsi} é a capacidade de deslocamento não-estrutural correspondente ao estado limite *i*, *S* é o factor de forma, e v_i é a capacidade de drift correspondente ao estado limite *i*.

A análise de estruturas com o mecanismo *viga-forte/pilar-fraco* assume a concentração dos danos não-estruturais no piso térreo. Assume-se, portanto, que quando o piso térreo atinge

a capacidade limite de *drift* inter-piso, é alcançado o estado limite de dano não-estrutural. Deve ser avaliado se o deslocamento do piso térreo (Δ_{NSIst} determinada pela Equação 5.13) é maior que o deslocamento de cedência deste piso (Δ_{SyIst} obtida pela Equação 5.14).

$$\Delta_{NSIst} = v_i h_s \quad (5.13)$$

$$\Delta_{SyIst} = 0,43 ef_h h_s \varepsilon_y \frac{h_s}{h_c} \quad (5.14)$$

Caso Δ_{NSIst} seja menor que Δ_{SyIst} , a capacidade de deslocamento não-estrutural no centro da resultante das forças sísmicas (estado limite pré-cedência) pode ser obtida atribuindo ao factor de forma S na Equação 5.12 o valor de 0,67:

$$\Delta_{NSLsi} = 0,67 v_i H_T \quad (5.15)$$

No entanto se Δ_{NSIst} for maior que Δ_{SyIst} (estado limite pós-cedência), deve ser definida a componente plástica (Δ_p), que deve ser adicionada à capacidade de deslocamento de cedência no centro da força sísmica.

$$\Delta_p = \Delta_{NSIst} - \Delta_{SyIst} = v_i h_s - 0,43 h_s \varepsilon_y \frac{h_s}{h_c} \quad (5.16)$$

$$\Delta_{NSLsi} = \Delta_p + \Delta_{Sy} = v_i h_s + 0,43 (ef_h H_T - h_s) \varepsilon_y \frac{h_s}{h_c} \quad (5.17)$$

Para a determinação do coeficiente de altura efectiva, sugere-se o procedimento iterativo para determinar a ductilidade referido no ponto 5.1.3.3.1 b).

5.1.3.4 Período de Vibração em Função da Altura

A utilização de uma expressão que permita relacionar, de forma fiável, o período fundamental de vibração e a altura de uma estrutura é essencial para a aplicação desta metodologia – tornando-se possível relacionar directamente a capacidade de deslocamento com o período, e compará-la directamente com o espectro de deslocamento. Glaister e Pinho (2003) reconheceram a necessidade de recorrer a uma expressão que relacionasse os período e a altura, e que fosse válida para qualquer valor de deslocamento. Dada a inexistência de tal expressão, foi usada na versão inicial desta metodologia uma forma

modificada da expressão proposta no EC8. Posteriormente Crowley e Pinho (2004) desenvolveram expressões mais adequadas, que serão apresentadas em seguida.

5.1.3.4.1 Período de Cedência

Crowley e Pinho (2004) descrevem todo o processo analítico por detrás da obtenção da fórmula para o período de cedência de pórticos em betão armado, construídos na Europa antes da inclusão do dimensionamento por capacidade resistente nos regulamentos de dimensionamento. É de notar que a maior parte da construção em Moçambique data do período colonial, tendo portanto sido efectuada de acordo com os regulamentos em vigor na altura (iguais em Portugal e nas colónias). É, portanto, considerada apropriada a utilização destas expressões para *a presente análise* a edifícios em Moçambique, considerando que os edifícios analisados datam do período colonial ou, ainda que recentes, foram dimensionados de acordo com regulamentos antigos. Em Crowley *et al.* (2004) é afirmado que se pode ter um considerável grau de confiança nos resultados obtidos pela aplicação da seguinte expressão:

$$T_y = 0,1 H_T \quad (5.18)$$

5.1.3.4.2 Período na fase Pós-cedência

Para estados limites pós-cedência o período correspondente ao estado limite para a estrutura equivalente é obtido através da aplicação da Equação 5.19 (Crowley *et al.*, 2004).

$$T_{Lsi} = T_y \sqrt{\mu_{Lsi}} \quad (5.19)$$

5.1.3.5 Capacidade de Deslocamento em Função do Período

Combinando as expressões apresentadas anteriormente é possível derivar equações que permitam a determinação do deslocamento em função do período. Estas expressões são apresentadas em seguida.

5.1.3.5.1 Capacidade de Deslocamento Estrutural Pré-cedência

Para o primeiro estado limite (cedência) a altura do edifício pode ser definida em função do período através de uma simples modificação da Equação 5.18:

$$H_T = 10 T_y \quad (5.20)$$

Por substituição da Equação 5.20 na Equação 5.6 obtém-se a expressão para a capacidade de deslocamento em função do período para estruturas do tipo *a*) (*beam-sway*):

$$\Delta_{Sy} = 5 ef_h T_y \varepsilon_y \frac{l_b}{h_b} \quad (5.21)$$

Do mesmo modo, por substituição da Equação 5.20 na Equação 5.7, obtém-se a expressão para a capacidade de deslocamento em função do período de estruturas do tipo *b*) (*column-sway*):

$$\Delta_{Sy} = 4,3 ef_h T_y \varepsilon_y \frac{h_s}{h_c} \quad (5.22)$$

5.1.3.5.2 Capacidade de Deslocamento Estrutural Pós-cedência

Para os estados limites pós-cedência, a altura do edifício deve ser representada em função do período pós-cedência.

Para estruturas do tipo *a*), a expressão que relaciona a altura com o período pode ser obtida por uma simples combinação das Equações 5.19 e 5.20:

$$H_T = 10 \frac{T_{Lsi}}{\sqrt{\mu_{Lsi}}} \quad (5.23)$$

A capacidade de deslocamento pós-cedência (para estruturas do tipo *a*)) é obtida combinando as Equações 5.8, 5.10 e 5.23:

$$\Delta_{SLsi} = 5 ef_h T_{Lsi} \varepsilon_y \frac{l_b}{h_b} \sqrt{\mu_{Lsi}} \quad (5.24)$$

A Equação 5.25 relaciona a altura e o período para estruturas do tipo *b*), sendo mais complexa que a expressão equivalente para estruturas do tipo *a*) pois tem em conta a dependência da ductilidade com a altura (Equação 5.11).

$$H_T = \frac{1}{2} \left[-C_1 + (C_1^2 + 400T_{Lsi}^2)^{1/2} \right] \quad (5.25)$$

sendo

$$C_1 = \left(\frac{\varepsilon_c + \varepsilon_s - 2,14\varepsilon_y}{0,86\varepsilon_y} \right) \frac{h_c}{ef_h} \quad (5.26)$$

A capacidade de deslocamento para estruturas do tipo *b*) é obtida pela aplicação da Equação 5.27, resultante da combinação das Equações 5.9 e 5.25:

$$\Delta_{SLsi} = 0,215 ef_h \varepsilon_y \frac{h_s}{h_c} (C_1^2 + 400T_{Lsi}^2)^{1/2} + 0,25 (\varepsilon_{C(Lsi)} + \varepsilon_{S(Lsi)} - 2,14\varepsilon_y) h_s \quad (5.27)$$

5.1.3.5.3 Capacidade de Deslocamento Não-Estrutural Pré-cedência

Pode ser assumido, segundo Crowley *et al.* (2004), que os danos não-estruturais começam a surgir antes da cedência estrutural, para um valor de *drift* v_l . Na dedução das expressões para a determinação da capacidade de deslocamento não-estrutural, a altura é substituída (nas Equações 5.12 e 5.15) pelo período recorrendo à Equação 5.20. A capacidade de deslocamento correspondente ao primeiro estado limite não-estrutural é dada pela seguinte expressão, para estruturas do tipo *a*):

$$\Delta_{NSLsl} = S v_l (10T_y) \quad (5.28)$$

onde S é o factor de forma já tratado, que pode ser obtido pela Figura 5.2.

Para estruturas do tipo *b*), a capacidade de deslocamento correspondente ao primeiro estado limite não estrutural é dada pela expressão:

$$\Delta_{NSLsl} = 0,67 v_l (10T_y) \quad (5.29)$$

5.1.3.5.4 Capacidade de Deslocamento Não-Estrutural Pós-cedência

Os valores de *drift*, correspondentes aos estados limites das faixas de dano moderado e extenso (v_2 e v_3 respectivamente), podem ocorrer antes ou depois de ser alcançado o estado limite de cedência estrutural.

Para as estruturas com o mecanismo do tipo *a*), se a capacidade de deslocamento não-estrutural correspondente aos estados limites moderado e extenso for inferior ao deslocamento quando ocorre a cedência estrutural, pode ser usada a Equação 5.28 (substituindo v_1 por v_2 ou v_3 , consoante o estado limite em análise).

Caso a capacidade de deslocamento não-estrutural, correspondente aos estados limites referidos, exceda o deslocamento de cedência estrutural a altura deverá ser substituída (na Equação 5.12) pelo período, recorrendo à Equação 5.23. Sendo a ductilidade calculada como a razão entre a capacidade de deslocamento não estrutural (para o estado limite em análise) e o deslocamento de cedência estrutural, então:

$$\mu_{NSLsi} = \frac{\Delta_{NSLsi}}{\Delta_{Sy}} = \frac{S v_i H_T}{\Delta_{Sy}} = \frac{S v_i}{0,5 e f_h \varepsilon_y l_b / h_b} \quad (5.30)$$

logo,

$$\Delta_{NSLsi} = S v_i \left(10 \frac{T_{Lsi}}{\sqrt{\mu_{NSLsi}}} \right) = S v_i (10 T_{Lsi}) \sqrt{\frac{0,5 \varepsilon_y e f_h l_b}{v_i h_b S}} \quad (5.31)$$

Nas estruturas com mecanismo do tipo *b*) deve ser verificado, recorrendo às Equações 5.13 e 5.14, se o deslocamento não-estrutural (correspondente aos estados limites moderado e extenso) no piso térreo é maior ou menor do que o deslocamento de cedência estrutural deste piso. Caso o deslocamento não-estrutural do piso térreo seja menor do que o deslocamento correspondente à cedência estrutural recorre-se à Equação 5.29 (substituindo v_1 por v_2 ou v_3 , consoante o estado limite em análise).

Se o deslocamento não estrutural do piso térreo, para os estados limites em análise, for superior ao deslocamento de cedência desse piso procede-se de acordo com as expressões seguintes:

$$\mu_{NSLsi} = \frac{\Delta_{NSLsi}}{\Delta_{Sy}} = \frac{\Delta_p + \Delta_{Sy}}{\Delta_{Sy}} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_{Sy}} = 1 + \frac{\Delta_p}{0,43(e f_h H_T) \varepsilon_y h_s / h_c} \quad (5.32)$$

A altura pode ser representada em função do período inelástico:

$$H_T = \frac{1}{2C_2} \left[-\Delta_p + (\Delta_p^2 + 400C_2^2 T_{Lsi}^2)^{1/2} \right] \quad (5.33)$$

onde Δ_p é determinado pela Equação 5.16 e C_2 obtém-se através da expressão:

$$C_2 = 0,43 ef \varepsilon_y h_s / h_c \quad (5.34)$$

A fórmula para a determinação da capacidade de deslocamento não-estrutural para estruturas do tipo *b*) é obtida substituindo a Equação 5.33 na Equação 5.17:

$$\Delta_{NSLsi} = \frac{1}{2} \left[-\Delta_p + (\Delta_p^2 + 400C_2^2 T_{Lsi}^2)^{1/2} \right] \quad (5.35)$$

5.1.3.6 Acção actuante

Como já referido, esta metodologia utiliza espectros de deslocamento para representar a acção imposta pela actividade sísmica. A relação entre o amortecimento e a ductilidade, utilizada para ter em consideração a energia histerética, é dada pela expressão seguinte:

$$\xi = a \left(1 - \frac{1}{\mu_i^b} \right) + \xi_E \quad (5.36)$$

onde a e b são coeficientes de calibração que dependem das características dos mecanismos de dissipação, e ξ_E representa o amortecimento quando a estrutura ainda se encontra em regime elástico (pré-cedência). Presentemente são adoptados valores de a e b de 25 e 0,5 respectivamente, conforme sugerido por Calvi (1999), e $\xi_E = 5\%$ do amortecimento crítico. A maior parte dos espectros de resposta são determinados para factores de amortecimento de 5% do amortecimento crítico. Logo, os valores de amortecimento obtidos com a aplicação da Equação 5.36 são posteriormente introduzidos na Equação 2.14 (repetida em seguida) para determinar o coeficiente de redução que deve ser aplicado a um espectro com factor de amortecimento $\xi = 5\%$ do amortecimento crítico.

$$\frac{SD(\xi)}{SD(5\%)} = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \quad (2.14)$$

5.2 Casos de Estudo

Nesta secção são apresentados os edifícios que foram analisados, recorrendo à metodologia *DBELA*, para os diferentes cenários de ocorrência sísmica considerados.

Infelizmente, e por razões fora do controlo do autor, apenas foi possível obter dados correspondentes a três edifícios. Destes, um situa-se na cidade da Beira, um na cidade do Chimoio e o terceiro está em fase de construção numa terceira cidade. Os três edifícios possuem estrutura porticada em betão armado, e pela sua data de construção e regulamentos usados é assumido que pertencem à classe *b*) (*column-sway*). Com o objectivo de maximizar o aproveitamento dos dados disponíveis, os três edifícios serão analisados para os cenários correspondentes às duas cidades em estudo.

Adicionalmente, um compromisso de confidencialidade imposto pelas entidades que cederam os projectos em análise (nomeadamente o Conselho Municipal da Beira, o Conselho Municipal do Chimoio e a empresa ARQUIPLAN) impede a descrição de elementos que permitam a identificação dos edifícios. Assim os edifícios são sumariamente descritos, e referidos apenas como *Edifício A*, *Edifício B* e *Edifício C*.

5.2.1 Edifício A

Este edifício é um hotel de catorze pisos localizado na cidade da Beira, cuja construção data da década de 1960. O edifício tem um formato regular, com planta é um rectangular de dimensões 45 x 25 m. A estrutura resistente do edifício é constituída por pórticos de betão armado, sendo os pisos formados por lajes maciças de betão armado. O *Edifício A* pode ser considerado como representativo da classe de edifícios “altos” existentes na cidade da Beira e, em menor quantidade, na cidade do Chimoio.

Os dados do edifício necessários para a sua análise pela metodologia *DBELA*, são os seguintes:

- $h_s = 3,90 \text{ m}$;
- $h_c = 0,59 \text{ m}$;
- $H_T = 44,20 \text{ m}$.

Recorrendo à Equação 5.18, é possível determinar o período elástico do edifício: $T_y = 4,42$ s. Este valor de T leva a que a análise do edifício apenas possa ser feita recorrendo aos espectros de resposta obtidos pela equação de Campbell e Bozorgnia, que define valores de ordenadas espectrais até $T = 10$ s.

A definição dos estados limites na análise deste edifício foi efectuada considerando os seguintes valores limites de extensões (estados limites estruturais) e *drift* (estados limites não-estruturais):

Tabela 5.3: Valores de ε_c , ε_s e ν usados para a definição dos estados limites na análise do *Edifício A* (EL – Estado Limite)

	EL 1	EL 2	EL 3
ε_s	0,002	0,013	0,018
ε_c	-	0,005	0,008
ν	0,002	0,004	0,008

A extensão do aço que indica o limite de cedência da estrutura é a extensão de cedência do aço (0,2 %). Os restantes valores apresentados na tabela são os valores intermédios dos intervalos sugeridos por Crowley *et al.* (2004), apresentados nas Tabelas 5.1 e 5.2. Considerando-se, para a escolha do valor de extensão do betão correspondente ao estado limite de dano estrutural extenso, que os elementos de betão não apresentam confinamento adequado (face à data de construção e aos regulamentos usados).

5.2.2 Edifício B

O *Edifício B* é um centro social e residencial religioso localizado na cidade do Chimoio. A sua construção data, tal como a do *Edifício A*, da década de 1960. O edifício tem três pisos e a sua estrutura resistente é constituída por pórticos de betão armado, sendo os pisos formados por lajes maciças de betão armado. O edifício tem uma área, por piso, de 900 m^2 . O *Edifício B* pode ser considerado representativo dos edifícios de “média” altura existentes nas cidades da Beira e do Chimoio.

Os dados do edifício necessários para a sua análise pela metodologia *DBELA* são os seguintes:

- $h_s = 4,10 \text{ m}$;
- $h_c = 0,24 \text{ m}$;
- $H_T = 10,10 \text{ m}$.

Recorrendo à Equação 5.18, é possível determinar o período elástico do edifício: $T_y = 1,01 \text{ s}$. Este valor de T encontra-se dentro dos limites impostos por todas as equações de atenuação utilizadas, pelo que a análise deste edifício poderá ser feita recorrendo a todos os espectros de resposta obtidos.

Dada a proximidade da data de construção e regulamentos utilizados, a definição dos estados limites na análise deste edifício foi feita considerando os mesmos valores limite de extensões e *drift* considerados para o *Edifício A*:

Tabela 5.4: Valores de ε_c , ε_s e ν usados para a definição dos estados limites na análise do *Edifício B* (EL – Estado Limite)

	EL 1	EL 2	EL 3
ε_s	0,002	0,013	0,018
ε_c	-	0,005	0,008
ν	0,002	0,004	0,008

5.2.3 Edifício C

O *Edifício C* é um hospital actualmente em construção. Faz parte de um projecto piloto e foi concebido com o objectivo de permitir a construção eventual de edifícios idênticos em qualquer cidade do país. Quando finalizada a sua construção, o hospital será o segundo maior hospital, construído de raiz, em Moçambique com uma área total de $7\,500 \text{ m}^2$. A estrutura do edifício é constituída por pórticos de betão armado, sendo as coberturas e pisos construídos em lajes maciças de betão armado. É formado por dois blocos, um com um piso e cerca de $6\,000 \text{ m}^2$ (*Edifício C₁*) e outro com dois pisos e cerca de $1\,500 \text{ m}^2$ no total (*Edifício C₂*).

Os dados do edifício necessários para a sua análise pela metodologia *DBELA* são os apresentados na Tabela 5.5.

Tabela 5.5: Valores de h_s , h_c e H_T correspondentes aos blocos do *Edifício C*

	<i>Edifício C₁</i>	<i>Edifício C₂</i>
h_s [m]	3,15	3,35
h_c [m]	0,24	0,32
H_T [m]	3,15	6,50

Recorrendo à Equação 5.18, é possível determinar os períodos elásticos dos blocos do *Edifício C*: $T_{y[C1]} = 0,315$ s e $T_{y[C2]} = 0,65$ s. Estes valores de T encontram-se dentro dos limites impostos por todas as equações de atenuação utilizadas, pelo que a análise deste edifício poderá ser feita recorrendo a todos os espectros de resposta obtidos.

A definição dos estados limites na análise deste edifício foi feita considerando os seguintes valores limite de extensões e *drift*:

Tabela 5.6: Valores de ε_c , ε_s e ν usados para a definição dos estados limites na análise do *Edifício C* (EL – Estado Limite)

	EL 1	EL 2	EL 3
ε_s	0,002	0,010	0,040
ε_c	-	0,004	0,010
ν	0,001	0,003	0,005

Considerando que se trata de um hospital, este edifício deve ter padrões de desempenho mais exigentes dos que os considerados para os restantes edifícios analisados. Como tal, os valores apresentados na Tabela 5.6 são os valores mínimos dos intervalos sugeridos por Crowley *et al.* (2004), apresentados nas Tabelas 5.1 e 5.2. Tendo em conta que o edifício é de construção recente, não obstante ter sido dimensionado de acordo com regulamentos antigos, é considerado (para a escolha dos valores de extensão correspondentes ao estado limite de dano estrutural extenso) que os elementos de betão armado possuem confinamento adequado.

5.3 Resultados

Nesta secção são apresentados os resultados das análises realizadas, recorrendo à metodologia *DBELA*, para os casos de estudo apresentados na secção anterior. São comparadas as capacidades de deslocamento dos diversos edifícios, para os estados limites considerados, com os deslocamentos impostos (correspondente às ordenadas espectrais representativas dos diversos cenários sísmicos analisados no Capítulo 4, transformadas de acordo com o exposto ao longo da Secção 5.1). Se a capacidade de deslocamento da estrutura for maior do que o deslocamento imposto, prevê-se que a estrutura não ultrapasse o estado limite em análise, caso a capacidade de deslocamento exceda o deslocamento imposto, prevê-se que a estrutura exceda o estado limite em análise.

De modo a não alongar em demasia a apresentação dos resultados, apenas se apresentam os resultados finais da avaliação feita aos edifícios e as capacidades de deslocamento e períodos dos edifícios, correspondentes a cada estado limite. Os restantes dados resultantes da análise (ductilidades, valores “transformados” das ordenadas espectrais, etc.) são apresentados em Anexo digital.

5.3.1 Edifício A

Segue-se a apresentação dos resultados da análise efectuada ao *Edifício A*. Na Tabela 5.7 são apresentados os valores da capacidade de deslocamento e períodos correspondentes a cada um dos estados limites analisados:

Tabela 5.7: Capacidades de deslocamento e períodos fundamentais do *Edifício A*

	Estado Limite Estrutural			Estado Limite Não-Estrutural		
	1	2	3	1	2	3
$\Delta_{S/NS}$ [m]	0,168	0,187	0,200	0,059	0,118	0,174
T [s]	4,42	4,75	4,95	4,42	4,42	4,51

Comparando as capacidades de deslocamento nos períodos fundamentais com as ordenadas espectrais da acção imposta, determinadas com base nos resultados da análise efectuada no Capítulo 4, obtêm-se os resultados apresentados nas Tabelas 5.8 a 5.10.

Tabela 5.8: Resultados da análise ao *Edifício A*; Localização: *Beira*; Equação de Atenuação: *Campbell e Bozorgnia* (ELE – Estado Limite Estrutural; ELNE – Estado Limite Não-Estrutural; ☹ – não excede o estado limite; ✖ – excede o estado limite)

<i>r</i> [km]	7,1						7,3						7,5					
	ELE			ELNE			ELE			ELNE			ELE			ELNE		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
15	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖
17	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖
19	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖
21	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖
23	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖
25	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖
27	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖
29	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖
31	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖
33	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖
35	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖	✖

Como já tinha sido referido, devido às limitações dos períodos abrangidos pelas equações de atenuação, a análise do edifício de catorze pisos apenas pode ser feita com base nos cenários analisados com a equação de Campbell e Bozorgnia. Na Tabela 5.8 observa-se que, para os cenários situados na cidade da Beira, o *Edifício A* excede todos os estados limites considerados, tanto estruturais como não estruturais. Ou seja, os danos sofridos pelo edifício – considerando qualquer dos cenários sísmicos em análise – resultariam na sua total inutilização (não sendo praticável, quer por razões económicas ou de execução, a sua recuperação) e eventual colapso ou necessidade de demolição após o sismo.

Tabela 5.9: Resultados da análise ao *Edifício A*; Localização: *Chimoio*; Equação de Atenuação: *Campbell e Bozorgnia*; $V_{30} = 500$ m/s (ELE – Estado Limite Estrutural; ELNE – Estado Limite Não-Estrutural; ☺ – não excede o estado limite; ✕ – excede o estado limite)

r [km]	7,4						7,5					
	ELE			ELNE			ELE			ELNE		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
70	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺
72	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺
74	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺
76	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺
78	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺
80	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺
82	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺
84	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺
86	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺
88	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺
90	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺

Tabela 5.10: Resultados da análise ao *Edifício A*; Localização: *Chimoio*; Equação de Atenuação: *Campbell e Bozorgnia*; $V_{30} = 560$ m/s (ELE – Estado Limite Estrutural; ELNE – Estado Limite Não-Estrutural; ☺ – não excede o estado limite; ✕ – excede o estado limite)

r [km]	7,4						7,5					
	ELE			ELNE			ELE			ELNE		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
70	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺
72	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺
74	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺
76	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺
78	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺
80	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺
82	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺
84	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺
86	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺
88	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺
90	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺

Pelas Tabelas 5.9 e 5.10 é observável que, para os cenários que englobam a cidade do Chimoio, o *Edifício A* não excede, para cenário algum, qualquer dos estados limites estruturais. Excede unicamente, e para todos os cenários considerados, o primeiro estado limite não-estrutural. Sofre, portanto, danos não-estruturais moderados, de fácil reparação.

É observável também que a utilização dos dois valores característicos do solo local ($V_{30} = 500$ e 560 m/s) não altera os resultados finais, neste caso.

5.3.2 Edifício B

Segue-se a apresentação dos resultados da análise efectuada ao *Edifício B*. Na Tabela 5.11 são apresentados os valores da capacidade de deslocamento e períodos correspondentes a cada um dos estados limites analisados:

Tabela 5.11: Capacidades de deslocamento e períodos fundamentais do *Edifício B*

	Estado Limite Estrutural			Estado Limite Não-Estrutural		
	1	2	3	1	2	3
$\Delta_{S/NS}$ [m]	0,099	0,120	0,134	0,014	0,027	0,051
T [s]	1,01	1,14	1,22	1,01	1,01	1,01

Comparando as capacidades de deslocamento nos períodos fundamentais com as ordenadas espectrais da acção imposta, determinadas com base nos resultados da análise efectuada no Capítulo 4, obtêm-se os resultados apresentados nas Tabelas 5.12 a 5.22.

Tabela 5.12: Resultados da análise ao *Edifício B*; Localização: *Beira*; Equação de Atenuação: *Ambraseys et al.* (ELE – Estado Limite Estrutural; ELNE – Estado Limite Não-Estrutural; ☺ – não excede o estado limite; ✕ – excede o estado limite)

r [km]	7,1			7,3			7,5			7,6			7,7		
	ELE			ELNE			ELE			ELNE			ELE		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
15	✕	✕	☺	✕	✕	✕	✕	✕	✕	✕	✕	✕	✕	✕	✕
17	✕	☺	☺	✕	✕	✕	✕	✕	✕	✕	✕	✕	✕	✕	✕
19	✕	☺	☺	✕	✕	✕	✕	✕	✕	✕	✕	✕	✕	✕	✕
21	☺	☺	☺	✕	✕	☺	✕	✕	✕	✕	✕	✕	✕	✕	✕
23	☺	☺	☺	✕	✕	☺	✕	✕	✕	✕	✕	✕	✕	✕	✕
25	☺	☺	☺	✕	✕	☺	✕	✕	✕	✕	✕	✕	✕	✕	✕
27	☺	☺	☺	✕	✕	☺	✕	✕	✕	✕	✕	✕	✕	✕	✕
29	☺	☺	☺	✕	✕	☺	✕	✕	✕	☺	✕	✕	✕	✕	✕
31	☺	☺	☺	✕	✕	☺	✕	✕	☺	✕	✕	✕	✕	✕	✕
33	☺	☺	☺	✕	✕	☺	✕	✕	☺	☺	✕	✕	✕	✕	✕
35	☺	☺	☺	✕	✕	☺	✕	☺	✕	☺	☺	✕	✕	✕	✕

Tabela 5.13: Resultados da análise ao *Edifício B*; Localização: *Beira*; Equação de Atenuação: *Akkar e Bommer* (ELE – Estado Limite Estrutural; ELNE – Estado Limite Não-Estrutural; ☺ – não excede o estado limite; ✕ – excede o estado limite)

<i>r</i> [km]	7,1						7,3						7,5						7,6					
	ELE			ELNE			ELE			ELNE			ELE			ELNE			ELE			ELNE		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
15	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕
17	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕
19	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕
21	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕
23	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕
25	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕
27	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕
29	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕
31	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕
33	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕
35	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕

Tabela 5.14: Resultados da análise ao *Edifício B*; Localização: *Beira*; Equação de Atenuação: *Boore e Atkinson*; $V_{30} = 150 \text{ m/s}$ (ELE – Estado Limite Estrutural; ELNE – Estado Limite Não-Estrutural; ☺ – não excede o estado limite; ✕ – excede o estado limite)

<i>r</i> [km]	7,1						7,3						7,5						7,6						7,7					
	ELE			ELNE			ELE			ELNE			ELE			ELNE			ELE			ELNE			ELE			ELNE		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
15	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺
17	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺
19	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺
21	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺
23	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺
25	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺
27	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺
29	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺
31	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺
33	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺
35	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺

Tabela 5.15: Resultados da análise ao *Edifício B*; Localização: *Beira*; Equação de Atenuação: *Boore e Atkinson*; $V_{30} = 200 \text{ m/s}$ (ELE – Estado Limite Estrutural; ELNE – Estado Limite Não-Estrutural; ☺ – não excede o estado limite; ✕ – excede o estado limite)

$r \text{ [km]}$	7,1			7,3			7,5			7,6			7,7		
	ELE			ELNE			ELE			ELNE			ELE		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
15	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺
17	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺
19	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺
21	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺
23	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺
25	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺
27	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺
29	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺
31	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺
33	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺
35	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺

Tabela 5.16: Resultados da análise ao *Edifício B*; Localização: *Beira*; Equação de Atenuação: *Boore e Atkinson*; $V_{30} = 200 \text{ m/s}$ (ELE – Estado Limite Estrutural; ELNE – Estado Limite Não-Estrutural; ☺ – não excede o estado limite; ✕ – excede o estado limite)

$r \text{ [km]}$	7,1			7,3			7,5		
	ELE			ELNE			ELE		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3
15	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺
17	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺
19	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺
21	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺
23	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺
25	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺
27	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺
29	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺
31	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺
33	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺
35	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺

Analisando as Tabelas 5.12 a 5.16, referentes aos cenários sísmicos respeitantes à cidade da Beira, observa-se que apenas são excedidos os estados limites estruturais quando se consideram as ordenadas espectrais obtidas pelas expressões de Ambraseys *et al.* (que como já referido são consideravelmente maiores dos que as obtidas recorrendo às restantes

equações). No entanto, todos os estados limites não-estruturais são excedidos para a maior parte dos cenários, independentemente da equação usada na determinação das ordenadas. Espera-se, portanto, que para a maioria dos cenários analisados, os danos sofridos pelos elementos não-estruturais seja de tal ordem que não compense fazer a sua reparação.

Tabela 5.17: Resultados da análise ao *Edifício B*; Localização: *Chimoio*; Equação de Atenuação: *Ambraseys et al.* (ELE – Estado Limite Estrutural; ELNE – Estado Limite Não-Estrutural; ☺ – não excede o estado limite; ✕ – excede o estado limite)

<i>r</i> [km]	7,4						7,5						7,6						7,7						7,8					
	ELE			ELNE			ELE			ELNE			ELE			ELNE			ELE			ELNE			ELE			ELNE		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
70	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	✕
72	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	✕
74	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	✕
76	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	✕
78	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	✕
80	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	✕
82	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	✕
84	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺
86	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺
88	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺
90	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺

Tabela 5.18: Resultados da análise ao *Edifício B*; Localização: *Chimoio*; Equação de Atenuação: *Akkar e Bommer* (ELE – Estado Limite Estrutural; ELNE – Estado Limite Não-Estrutural; ☺ – não excede o estado limite; ✕ – excede o estado limite)

<i>r</i> [km]	7,4						7,5						7,6					
	ELE			ELNE			ELE			ELNE			ELE			ELNE		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
70	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺
72	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺
74	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺
76	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺
78	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺
80	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺
82	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺
84	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺
86	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺
88	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺
90	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺

Tabela 5.19: Resultados da análise ao *Edifício B*; Localização: *Chimoio*; Equação de Atenuação: *Boore e Atkinson*; $V_{30} = 500 \text{ m/s}$ (ELE – Estado Limite Estrutural; ELNE – Estado Limite Não-Estrutural; ☺ – não excede o estado limite; ✕ – excede o estado limite)

		7,4			7,5			7,6			7,7			7,8		
		ELE			ELNE			ELE			ELNE			ELE		
$r \text{ [km]}$		1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
70		☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺
72		☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺
74		☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺
76		☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺
78		☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺
80		☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺
82		☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺
84		☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺
86		☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺
88		☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺
90		☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺

Tabela 5.20: Resultados da análise ao *Edifício B*; Localização: *Chimoio*; Equação de Atenuação: *Boore e Atkinson*; $V_{30} = 560 \text{ m/s}$ (ELE – Estado Limite Estrutural; ELNE – Estado Limite Não-Estrutural; ☺ – não excede o estado limite; ✕ – excede o estado limite)

		7,4			7,5			7,6			7,7			7,8		
		ELE			ELNE			ELE			ELNE			ELE		
$r \text{ [km]}$		1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
70		☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺
72		☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺
74		☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺
76		☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺
78		☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺
80		☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺
82		☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺
84		☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺
86		☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺
88		☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺
90		☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺

Tabela 5.21: Resultados da análise ao *Edifício B*; Localização: *Chimoio*; Equação de Atenuação: *Campbell e Bozorgnia*; $V_{30} = 500 \text{ m/s}$ (ELE – Estado Limite Estrutural; ELNE – Estado Limite Não-Estrutural; ☺ – não excede o estado limite; ✖ – excede o estado limite)

$r \text{ [km]}$	7,4						7,5					
	ELE			ELNE			ELE			ELNE		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
70	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺
72	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺
74	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺
76	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺
78	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺
80	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺
82	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺
84	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺
86	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺
88	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺
90	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺

Tabela 5.22: Resultados da análise ao *Edifício B*; Localização: *Chimoio*; Equação de Atenuação: *Campbell e Bozorgnia*; $V_{30} = 560 \text{ m/s}$ (ELE – Estado Limite Estrutural; ELNE – Estado Limite Não-Estrutural; ☺ – não excede o estado limite; ✖ – excede o estado limite)

$r \text{ [km]}$	7,4						7,5					
	ELE			ELNE			ELE			ELNE		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
70	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺
72	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺
74	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺
76	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺
78	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺
80	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺
82	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺
84	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺
86	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺
88	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺
90	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺

Avaliando a informação nas Tabelas 5.17 a 5.22 conclui-se que, considerando os cenários sísmicos localizados na cidade do Chimoio, o *Edifício B* não excede nenhum dos estados limites estruturais. Excede, no entanto, em diversos cenários o primeiro estado limite não-estrutural, sofrendo portanto danos facilmente reparáveis em elementos não estruturais. As

análises levadas a cabo com as ordenadas espectrais obtidas pela expressão de Ambraseys *et al.* indicam, como seria de prever, a excedência em muitos casos do segundo estado limite não estrutural e, para os cenários envolvendo a máxima magnitude considerada, a excedência do terceiro estado limite não-estrutural.

5.3.3 Edifício C₁

Segue-se a apresentação dos resultados da análise efectuada ao *Edifício C₁*. Na Tabela 5.23 são apresentados os valores da capacidade de deslocamento e períodos correspondentes a cada um dos estados limites analisados.

Tabela 5.23: Capacidades de deslocamento e períodos fundamentais do *Edifício C₁*

	Estado Limite Estrutural			Estado Limite Não-Estrutural		
	1	2	3	1	2	3
$\Delta_{S/NS}$ [m]	0,024	0,037	0,091	0,002	0,004	0,011
T [s]	0,32	0,41	0,69	0,32	0,32	0,32

Comparando as capacidades de deslocamento nos períodos fundamentais com as ordenadas espectrais da acção imposta, determinadas com base nos resultados da análise efectuada no Capítulo 4, obtêm-se os resultados apresentados nas Tabelas 5.24 a 5.34.

Tabela 5.24: Resultados da análise ao *Edifício C₁*; Localização: *Beira*; Equação de Atenuação: *Ambraseys et al.* (ELE – Estado Limite Estrutural; ELNE – Estado Limite Não-Estrutural; ☺ – não excede o estado limite; ✕ – excede o estado limite)

r [km]	7,1			7,3			7,5			7,6			7,7		
	ELE		ELNE	ELE		ELNE	ELE		ELNE	ELE		ELNE	ELE		ELNE
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
15	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺
17	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺
19	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺
21	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺
23	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺
25	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺
27	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺
29	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺
31	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺
33	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺
35	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺

Tabela 5.25: Resultados da análise ao *Edifício C₁*; Localização: *Beira*; Equação de Atenuação: *Akkar e Bommer* (ELE – Estado Limite Estrutural; ELNE – Estado Limite Não-Estrutural; ☺ – não excede o estado limite; ✕ – excede o estado limite)

<i>r</i> [km]	7,1						7,3						7,5						7,6					
	ELE			ELNE			ELE			ELNE			ELE			ELNE			ELE			ELNE		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
15	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕
17	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕
19	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺
21	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺
23	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺
25	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺
27	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺
29	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺
31	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺
33	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺
35	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺

Tabela 5.26: Resultados da análise ao *Edifício C₁*; Localização: *Beira*; Equação de Atenuação: *Boore e Atkinson*; $V_{30} = 150$ m/s (ELE – Estado Limite Estrutural; ELNE – Estado Limite Não-Estrutural; ☺ – não excede o estado limite; ✕ – excede o estado limite)

<i>r</i> [km]	7,1						7,3						7,5						7,6						7,7					
	ELE			ELNE			ELE			ELNE			ELE			ELNE			ELE			ELNE			ELE			ELNE		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
15	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕
17	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺
19	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺
21	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺
23	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺
25	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺
27	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺
29	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺
31	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺
33	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺
35	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺	☺

Tabela 5.27: Resultados da análise ao *Edifício C₁*; Localização: *Beira*; Equação de Atenuação: *Boore e Atkinson*; $V_{30} = 200$ m/s (ELE – Estado Limite Estrutural; ELNE – Estado Limite Não-Estrutural; ☺ – não excede o estado limite; ✕ – excede o estado limite)

r [km]	7,1						7,3						7,5						7,6						7,7					
	ELE			ELNE			ELE			ELNE			ELE			ELNE			ELE			ELNE			ELE			ELNE		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
15	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕
17	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕
19	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕
21	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕
23	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕
25	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕
27	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕
29	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕
31	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕
33	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	✕
35	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺

Tabela 5.28: Resultados da análise ao *Edifício C₁*; Localização: *Beira*; Equação de Atenuação: *Boore e Atkinson*; $V_{30} = 200$ m/s (ELE – Estado Limite Estrutural; ELNE – Estado Limite Não-Estrutural; ☺ – não excede o estado limite; ✕ – excede o estado limite)

r [km]	7,1						7,3						7,5					
	ELE			ELNE			ELE			ELNE			ELE			ELNE		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
15	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕
17	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕
19	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺
21	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺
23	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺
25	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺
27	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺
29	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺
31	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺
33	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺
35	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺

As Tabelas 5.24 a 5.28 mostram que o *Edifício C₁* não excede, para os cenários considerados na cidade da Beira, os estados limites estruturais em praticamente caso nenhum. Quando o excede é com base em ordenadas obtidas pela expressão de Ambraseys *et al.*, e mesmo nestes casos apenas para valores muito elevados de magnitude e pequenas

distâncias à fonte sísmica. O segundo estado limite não-estrutural é excedido em todos os cenários avaliados, e o terceiro estado limite é excedido em muitos dos cenários considerados. É esperado que, para a maior parte dos casos, ocorram danos não-estruturais moderados (que possam ser reparados com um custo e dificuldade razoáveis).

Tabela 5.29: Resultados da análise ao *Edifício C₁*; Localização: *Chimoio*; Equação de Atenuação: *Ambraseys et al.* (ELE – Estado Limite Estrutural; ELNE – Estado Limite Não-Estrutural; ☺ – não excede o estado limite; ✕ – excede o estado limite)

		7,4						7,5						7,6						7,7						7,8					
		ELE			ELNE			ELE			ELNE			ELE			ELNE			ELE			ELNE			ELE			ELNE		
<i>r [km]</i>		1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
70		☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺
72		☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺
74		☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺
76		☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺
78		☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺
80		☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺
82		☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺
84		☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺
86		☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺
88		☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺
90		☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺

Tabela 5.30: Resultados da análise ao *Edifício C₁*; Localização: *Chimoio*; Equação de Atenuação: *Akkar e Bommer* (ELE – Estado Limite Estrutural; ELNE – Estado Limite Não-Estrutural; ☺ – não excede o estado limite; ✕ – excede o estado limite)

		7,4						7,5						7,6					
		ELE			ELNE			ELE			ELNE			ELE			ELNE		
<i>r [km]</i>		1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
70		☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺
72		☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺
74		☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺
76		☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺
78		☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺
80		☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺
82		☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺
84		☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺
86		☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺
88		☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺
90		☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺

Tabela 5.31: Resultados da análise ao *Edifício C₁*; Localização: *Chimoio*; Equação de Atenuação: *Boore e Atkinson*; $V_{30} = 500 \text{ m/s}$ (ELE – Estado Limite Estrutural; ELNE – Estado Limite Não-Estrutural; ☺ – não excede o estado limite; ✕ – excede o estado limite)

		7,4			7,5			7,6			7,7			7,8		
		ELE			ELNE			ELE			ELNE			ELE		
$r \text{ [km]}$		1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
70		☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺
72		☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺
74		☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺
76		☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺
78		☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺
80		☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺
82		☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺
84		☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺
86		☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺
88		☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺
90		☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺

Tabela 5.32: Resultados da análise ao *Edifício C₁*; Localização: *Chimoio*; Equação de Atenuação: *Boore e Atkinson*; $V_{30} = 560 \text{ m/s}$ (ELE – Estado Limite Estrutural; ELNE – Estado Limite Não-Estrutural; ☺ – não excede o estado limite; ✕ – excede o estado limite)

		7,4			7,5			7,6			7,7			7,8		
		ELE			ELNE			ELE			ELNE			ELE		
$r \text{ [km]}$		1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
70		☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺
72		☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺
74		☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺
76		☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺
78		☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺
80		☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺
82		☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺
84		☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺
86		☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺
88		☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺
90		☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺

Tabela 5.33: Resultados da análise ao *Edifício C_I*; Localização: *Chimoio*; Equação de Atenuação: *Campbell e Bozorgnia*; $V_{30} = 500 \text{ m/s}$ (ELE – Estado Limite Estrutural; ELNE – Estado Limite Não-Estrutural; 👍 – não excede o estado limite; ✖ – excede o estado limite)

		7,4						7,5					
		ELE			ELNE			ELE			ELNE		
$r \text{ [km]}$		1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
70		👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍
72		👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍
74		👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍
76		👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍
78		👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍
80		👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍
82		👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍
84		👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍
86		👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍
88		👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍
90		👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍

Tabela 5.34: Resultados da análise ao *Edifício C_I*; Localização: *Chimoio*; Equação de Atenuação: *Campbell e Bozorgnia*; $V_{30} = 560 \text{ m/s}$ (ELE – Estado Limite Estrutural; ELNE – Estado Limite Não-Estrutural; 👍 – não excede o estado limite; ✖ – excede o estado limite)

		7,4						7,5					
		ELE			ELNE			ELE			ELNE		
$r \text{ [km]}$		1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
70		👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍
72		👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍
74		👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍
76		👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍
78		👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍
80		👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍
82		👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍
84		👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍
86		👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍
88		👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍
90		👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍

Observa-se pelas Tabelas 5.29 a 5.34 que o *Edifício C_I* não excede, nos cenários localizados na cidade do Chimoio, nenhum dos estados limites estruturais. O seu comportamento leva-o a exceder, para todos os cenários avaliados, o primeiro estado limite não estrutural. E na maior parte dos casos avaliados com ordenadas baseadas na equação de Ambraseys *et al.*, excede ainda o segundo estado limite não-estrutural. Espera-se,

portanto, que para a grande maioria dos cenários considerados ocorram apenas danos não-estruturais ligeiros, de fácil reparação.

5.3.4 Edifício C₂

Segue-se a apresentação dos resultados da análise efectuada ao *Edifício C₂*. Na Tabela 5.35 são apresentados os valores da capacidade de deslocamento e períodos correspondentes a cada um dos estados limites analisados.

Tabela 5.35: Capacidades de deslocamento e períodos fundamentais do *Edifício C₂*

	Estado Limite Estrutural			Estado Limite Não-Estrutural		
	1	2	3	1	2	3
$\Delta_{S/NS}$ [m]	0,039	0,052	0,109	0,004	0,009	0,022
T [s]	0,65	0,78	1,19	0,65	0,65	0,65

Comparando as capacidades de deslocamento nos períodos fundamentais com as ordenadas espectrais da acção imposta, determinadas com base nos resultados da análise efectuada no Capítulo 4, obtêm-se os resultados apresentados nas Tabelas 5.36 a 5.46.

Tabela 5.36: Resultados da análise ao *Edifício C₂*; Localização: *Beira*; Equação de Atenuação: *Ambraseys et al.* (ELE – Estado Limite Estrutural; ELNE – Estado Limite Não-Estrutural; ☺ – não excede o estado limite; ✕ – excede o estado limite)

r [km]	7,1			7,3			7,5			7,6			7,7		
	ELE		ELNE	ELE		ELNE	ELE		ELNE	ELE		ELNE	ELE		ELNE
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
15	✕	✕	☺	✕	✕	✕	✕	✕	✕	✕	✕	✕	✕	✕	✕
17	✕	✕	☺	✕	✕	✕	✕	✕	✕	✕	✕	✕	✕	✕	✕
19	✕	☺	☺	✕	✕	✕	✕	✕	✕	✕	✕	✕	✕	✕	✕
21	✕	☺	☺	✕	✕	☺	✕	✕	✕	✕	✕	✕	✕	✕	✕
23	✕	☺	☺	✕	✕	☺	✕	✕	✕	✕	✕	✕	✕	✕	✕
25	☺	☺	☺	✕	✕	☺	✕	✕	✕	✕	✕	✕	✕	✕	✕
27	☺	☺	☺	✕	✕	☺	✕	✕	✕	☺	✕	✕	✕	✕	✕
29	☺	☺	☺	✕	✕	☺	✕	✕	✕	☺	✕	✕	✕	✕	✕
31	☺	☺	☺	✕	✕	☺	✕	✕	✕	☺	✕	✕	✕	✕	✕
33	☺	☺	☺	✕	✕	☺	✕	✕	✕	☺	✕	☺	✕	✕	✕
35	☺	☺	☺	✕	✕	☺	✕	✕	☺	✕	✕	☺	✕	✕	✕

Tabela 5.37: Resultados da análise ao *Edifício C₂*; Localização: *Beira*; Equação de Atenuação: *Akkar e Bommer* (ELE – Estado Limite Estrutural; ELNE – Estado Limite Não-Estrutural; ☺ – não excede o estado limite; ✕ – excede o estado limite)

<i>r</i> [km]	7,1						7,3						7,5						7,6					
	ELE			ELNE			ELE			ELNE			ELE			ELNE			ELE			ELNE		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
15	✕	☺	☺	✕	✕	✕	✕	☺	☺	✕	✕	✕	✕	☺	☺	✕	✕	✕	✕	✕	☺	✕	✕	✕
17	☺	☺	☺	✕	✕	✕	✕	☺	☺	✕	✕	✕	✕	☺	☺	✕	✕	✕	✕	☺	☺	✕	✕	✕
19	☺	☺	☺	✕	✕	✕	✕	☺	☺	✕	✕	✕	✕	☺	☺	✕	✕	✕	✕	☺	☺	✕	✕	✕
21	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	✕	☺	☺	✕	✕	✕
23	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕
25	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕
27	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕
29	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕
31	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕
33	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕
35	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕

Tabela 5.38: Resultados da análise ao *Edifício C₂*; Localização: *Beira*; Equação de Atenuação: *Boore e Atkinson*; $V_{30} = 150$ m/s (ELE – Estado Limite Estrutural; ELNE – Estado Limite Não-Estrutural; ☺ – não excede o estado limite; ✕ – excede o estado limite)

<i>r</i> [km]	7,1						7,3						7,5						7,6						7,7					
	ELE			ELNE			ELE			ELNE			ELE			ELNE			ELE			ELNE			ELE			ELNE		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
15	✕	☺	☺	✕	✕	✕	✕	☺	☺	✕	✕	✕	✕	☺	☺	✕	✕	✕	✕	☺	☺	✕	✕	✕	✕	☺	☺	✕	✕	✕
17	☺	☺	☺	✕	✕	✕	✕	☺	☺	✕	✕	✕	✕	☺	☺	✕	✕	✕	✕	☺	☺	✕	✕	✕	✕	☺	☺	✕	✕	✕
19	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	✕	☺	☺	✕	✕	✕	✕	☺	☺	✕	✕	✕	✕	☺	☺	✕	✕	✕
21	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	✕	☺	☺	✕	✕	✕	✕	☺	☺	✕	✕	✕
23	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	✕	✕	✕
25	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	✕	✕	✕
27	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	✕	✕	✕
29	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	✕	✕	✕
31	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	✕	✕	✕
33	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	✕	✕	✕
35	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	✕	✕	✕

Tabela 5.39: Resultados da análise ao *Edifício C₂*; Localização: *Beira*; Equação de Atenuação: *Boore e Atkinson*; $V_{30} = 200$ m/s (ELE – Estado Limite Estrutural; ELNE – Estado Limite Não-Estrutural; ☺ – não excede o estado limite; ✕ – excede o estado limite)

	7,1			7,3			7,5			7,6			7,7		
	ELE			ELNE			ELE			ELNE			ELE		
<i>r</i> [km]	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
15	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺
17	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺
19	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺
21	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺
23	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺
25	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺
27	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺
29	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺
31	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺
33	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺
35	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺

Tabela 5.40: Resultados da análise ao *Edifício C₂*; Localização: *Beira*; Equação de Atenuação: *Boore e Atkinson*; $V_{30} = 200$ m/s (ELE – Estado Limite Estrutural; ELNE – Estado Limite Não-Estrutural; ☺ – não excede o estado limite; ✕ – excede o estado limite)

	7,1			7,3			7,5		
	ELE			ELNE			ELE		
<i>r</i> [km]	1	2	3	1	2	3	1	2	3
15	✕	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺
17	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺
19	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺
21	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺
23	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺
25	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺
27	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺
29	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺
31	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺
33	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺
35	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺

Quando localizado na cidade da Beira o *Edifício C₂*, como é evidenciado pelas Tabelas 5.36 a 5.40, excede o primeiro estado limite estrutural para diversos cenários, principalmente para pequenas distâncias à fonte sísmica. Uma vez mais a utilização das ordenadas espectrais obtidas pela equação de Ambraseys *et al.* dão a indicação de que a excedência dos limites estruturais é muito maior, excedendo inclusive, em muitos cenários, o terceiro estado limite estrutural. Em todos os cenários analisados, independentemente da origem das ordenadas espectrais, são excedidos os três estados limites não-estruturais.

Espera-se, portanto, que em muitos casos surjam danos estruturais moderados na estrutura (fendas com cerca de 1 mm e início do destacamento do reboco). Para a totalidade dos cenários analisados, dada a excedência do terceiro estado limite não-estrutural, são de esperar danos não-estruturais irreparáveis.

Tabela 5.41: Resultados da análise ao *Edifício C₂*; Localização: *Chimoio*; Equação de Atenuação: *Ambraseys et al.* (ELE – Estado Limite Estrutural; ELNE – Estado Limite Não-Estrutural; ☺ – não excede o estado limite; ✕ – excede o estado limite)

<i>r</i> [km]	7,4						7,5						7,6						7,7						7,8					
	ELE			ELNE			ELE			ELNE			ELE			ELNE			ELE			ELNE			ELE			ELNE		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
70	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕
72	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	✕	☺	☺	☺	✕	✕	✕
74	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	✕
76	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	✕
78	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	✕
80	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	✕
82	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	✕
84	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	✕
86	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	✕
88	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	✕
90	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	✕

Tabela 5.42: Resultados da análise ao *Edifício C₂*; Localização: *Chimoio*; Equação de Atenuação: *Akkar e Bommer* (ELE – Estado Limite Estrutural; ELNE – Estado Limite Não-Estrutural; ☺ – não excede o estado limite; ✕ – excede o estado limite)

<i>r</i> [km]	7,4						7,5						7,6					
	ELE			ELNE			ELE			ELNE			ELE			ELNE		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
70	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺
72	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺
74	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺
76	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺
78	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺
80	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺
82	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺
84	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺
86	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺
88	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺
90	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺

Tabela 5.43: Resultados da análise ao *Edifício C₂*; Localização: *Chimoio*; Equação de Atenuação: *Boore e Atkinson*; $V_{30} = 500 \text{ m/s}$ (ELE – Estado Limite Estrutural; ELNE – Estado Limite Não-Estrutural; ☺ – não excede o estado limite; ✕ – excede o estado limite)

			7,4			7,5			7,6			7,7			7,8									
			ELE			ELNE			ELE			ELNE			ELE			ELNE						
r [km]	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
70	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	✖	👍	👍	👍	👍	✖	✖	👍	👍	👍	👍	✖	✖	👍
72	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	✖	👍	👍	👍	👍	✖	✖	👍
74	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	✖	👍
76	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	✖	👍
78	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	✖	👍
80	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍
82	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍
84	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍
86	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍
88	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍
90	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍

Tabela 5.44: Resultados da análise ao *Edifício C₂*; Localização: *Chimoio*; Equação de Atenuação: *Boore e Atkinson*; $V_{30} = 560 \text{ m/s}$ (ELE – Estado Limite Estrutural; ELNE – Estado Limite Não-Estrutural; ☺ – não excede o estado limite; ✕ – excede o estado limite)

			7,4			7,5			7,6			7,7			7,8									
			ELE			ELNE			ELE			ELNE			ELE			ELNE						
r [km]	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
70	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	✖	👍
72	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍
74	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍
76	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍
78	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍
80	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍
82	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍
84	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍
86	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍
88	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍
90	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍	👍	👍	👍	✖	👍	👍

Tabela 5.45: Resultados da análise ao *Edifício C₂*; Localização: *Chimoio*; Equação de Atenuação: *Campbell e Bozorgnia*; $V_{30} = 500 \text{ m/s}$ (ELE – Estado Limite Estrutural; ELNE – Estado Limite Não-Estrutural; ☺ – não excede o estado limite; ✕ – excede o estado limite)

$r \text{ [km]}$	7,4						7,5					
	ELE			ELNE			ELE			ELNE		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
70	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺
72	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺
74	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺
76	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺
78	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺
80	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺
82	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺
84	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺
86	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺
88	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺
90	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺

Tabela 5.46: Resultados da análise ao *Edifício C₂*; Localização: *Chimoio*; Equação de Atenuação: *Campbell e Bozorgnia*; $V_{30} = 560 \text{ m/s}$ (ELE – Estado Limite Estrutural; ELNE – Estado Limite Não-Estrutural; ☺ – não excede o estado limite; ✕ – excede o estado limite)

$r \text{ [km]}$	7,4						7,5					
	ELE			ELNE			ELE			ELNE		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
70	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺
72	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺
74	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺
76	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺
78	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺
80	☺	☺	☺	✕	✕	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺
82	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺
84	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺
86	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺
88	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	✕	☺
90	☺	☺	☺	✕	☺	☺	☺	☺	☺	✕	☺	☺

Observa-se pelas Tabelas 5.41 a 5.46 que o *Edifício C₂* não excede, nos cenários localizados na cidade do Chimoio, nenhum dos estados limites estruturais. Excede, no entanto, na maior parte dos cenários avaliados, os dois primeiros estados limites não-estruturais. Esperam-se portanto danos extensos a elementos não-estruturais, mas possíveis de reparar com custos razoáveis.

5.3.5 Conclusões

Embora deva ser sublinhado que o conjunto de análises levado a cabo avalia o comportamento específico dos edifícios considerados, para os diferentes cenários de actividade sísmica considerados, é possível retirar algumas conclusões gerais do comportamento esperado dos edifícios estudados. Dada a natureza dos resultados obtidos pela utilização das ordenadas espectrais determinadas pela expressão de Ambraseys *et al.* (2005), será dado um menor peso a estes resultados nas análises feitas de seguida.

O comportamento destes edifícios pode ser considerado como um “indicador” do comportamento de edifícios semelhantes (*e.g.* com a mesma altura, comportamento de colapso, secções de pilares semelhantes; etc.), podendo generalizar-se que o comportamento destes edifícios seria o esperado para edifícios de porte “alto” (como o *Edifício A*), “médio” (como o *Edifício B*) e “baixo” (como os dois blocos do *Edifício C*). Estas aproximações são, no entanto, arriscadas pois, embora a escolha dos edifícios tenha sido feita com o objectivo de escolher estruturas representativas de cada uma das classes de edifícios referidas, não há actualmente informação que permita indicar que os edifícios analisados representam de forma inequívoca estas classes. O seu desempenho, pode, portanto ser considerado como um guia do comportamento esperado para edifícios semelhantes, mas tendo sempre em conta que os resultados apresentados neste trabalho dizem respeito à análise exclusiva dos edifícios aqui referidos.

Apresentam-se em seguida algumas das conclusões gerais que podem ser definidas, tendo sempre em mente o que foi referido nos parágrafos anteriores.

Das análises feitas ao *Edifício A*, localizando-o na cidade da *Beira*, pode concluir-se que o deslocamento imposto a um edifício de altura considerável (pelo menos dez pisos) com um mecanismo esperado de colapso do tipo viga-forte/pilar-fraco, sujeito a qualquer um dos cenários sísmicos considerados para esta cidade, colocaria a estrutura na faixa de dano completo, tanto estrutural como não-estrutural. É de realçar que as ordenadas espectrais usadas nesta análise foram obtidas pela expressão de Campbell e Bozorgnia que, dentro

dos limites de período comparável, apresentam ordenadas de valor médio (quando comparadas com as obtidas pelas outras equações de atenuação).

A título de exemplo numérico foi feita uma análise considerando os dados base do *Edifício A*, efectuando alterações com o objectivo de simular um edifício de dez pisos. Os resultados obtidos foram da mesma ordem dos obtidos para o *Edifício A*, excedendo a estrutura todos os estados limites, tanto estruturais como não-estruturais. Esta análise exemplificativa não pretende substituir a análise de um edifício real de dez pisos, tendo sido apenas realizada com o objectivo de ilustrar o comportamento que seria de esperar de um edifício semelhante ao *Edifício A* com dez pisos. Salienta-se ainda que, no que diz respeito a esta análise, dada a redução do período da estrutura, foi possível recorrer a duas equações de atenuação para obter as ordenadas espectrais (Campbell e Bozorgnia, e Akkar e Bommer). Sendo os resultados, obtidos com base nas referidas equações, equivalentes.

Tendo como base as análises feitas ao *Edifício B* para os cenários sísmicos plausíveis para a cidade da *Beira*, pode ser assumido que edifícios de altura moderada (com entre três e cinco pisos) sofrerão extensos danos não-estruturais, para qualquer dos cenários considerados. Excedendo para a maior parte dos casos o terceiro estado limite não-estrutural. Não é esperado, no entanto, que tais edifícios excedam qualquer dos estados limites estruturais.

Relativamente aos cenários considerados para a cidade do *Chimoio* não se espera, para qualquer dos cenários analisados, a ocorrência de danos estruturais a estruturas com a mesma tipologia das avaliadas neste estudo. São de esperar danos não-estruturais de pequena ordem em edifícios semelhantes aos analisados ao longo desta secção. Edifícios de grande altura excederão para a maior parte dos cenários o primeiro estado limite não-estrutural, enquanto edifícios de porte médio excederão o primeiro estado limite não-estrutural, mas não para todos os cenários.

As análises aos blocos do *Edifício C* foram feitas tendo em conta critérios de desempenho mais exigentes, dado o facto de se tratar de um hospital. Não sendo, portanto, os resultados adaptáveis a outras estruturas, ainda que semelhantes, que não necessitem de respeitar tais

graus de desempenho. Localizado na cidade da *Beira* o bloco de 1 piso do *Edifício C* não sofre danos estruturais, embora sofra, na maior parte dos cenários analisados, danos não-estruturais extensos. O bloco de 2 pisos sofre para a maior parte dos cenários danos não-estruturais irreparáveis, e para alguns cenários danos estruturais moderados. Quando localizado na cidade do Chimoio o bloco de 2 pisos sofre, para a maior parte dos cenários, danos moderados a extensos e, o bloco de 1 piso sofre danos moderados para a maioria dos cenários considerados.

CAPÍTULO 6

CONCLUSÕES, RECOMENDAÇÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

6.1 Conclusões

O presente trabalho tinha dois objectivos principais: realizar uma avaliação da perigosidade sísmica para as cidades da Beira e do Chimoio, e realizar uma avaliação da segurança estrutural de parte do património edificado das referidas cidades.

O primeiro objectivo foi abordado através da análise de uma série de cenários sísmicos cuja ocorrência foi considerada plausível.

A fonte sísmica foi definida através da identificação das falhas mais próximas das cidades em análise, falhas que se considerou terem capacidade de gerar sismos. Definidas as falhas, foram consideradas variações paramétricas das características das mesmas (nomeadamente da dimensão e localização) com o objectivo de abranger um leque de cenários de forma a minimizar as incertezas relacionadas com a escassez de informação respeitante às falhas. Como tal, foram avaliados para cada cidade cinco valores de magnitude diferentes (correspondentes a cinco considerações da dimensão da falha) e onze valores da distância à fonte sísmica.

Foram de seguida seleccionadas quatro equações de atenuação de desenvolvimento recente (Ambraseys *et al.*, 2005; Akkar e Bommer, 2006; Boore e Atkinson, 2006; Campbell e Bozorgnia, 2006), como forma de determinar os parâmetros característicos dos movimentos sísmicos. A escolha destas equações foi feita tendo em conta o enquadramento tectónico da região, o mecanismo de falha que se espera nas falhas em

análise e a utilização de equações derivadas a partir de regressões baseadas em bases de dados respeitantes à actividade sísmica de diferentes regiões.

Das análises feitas resultou uma considerável quantidade de informação relativa aos movimentos sísmicos esperados nas duas cidades (espectros de aceleração, espectros de deslocamento, acelerações máximas do solo, etc.). No entanto, este trabalho focou a análise dos resultados relacionados com os deslocamentos causados pelos movimentos sísmicos (*e.g.* espectros de deslocamento). Foram obtidos diversos espectros de deslocamento (alguns apresentados ao longo desta tese), todos representando cenários de possíveis ocorrências sísmicas. Das comparações feitas para os valores de deslocamentos obtidos a partir das diferentes equações, para os períodos de “controle” ($T = 0,3, 0,6$ e $1,0$ s) iguais aos períodos elásticos das estruturas analisadas posteriormente, concluiu-se que as equações davam resultados equivalentes, com excepção da equação de Ambraseys *et al.* que fornece resultados consideravelmente maiores do que as restantes equações, principalmente para períodos mais elevados. Os resultados obtidos pela equação de Ambraseys *et al.* são de tal modo mais elevados que os obtidos por outras equações que se recomenda a sua utilização para caracterizar o “pior cenário possível”. Recorrendo a estes valores, como forma de prever o pior que poderia acontecer, quando se pretenda fazer a avaliação de uma estrutura de grande importância

A principal aplicação dos resultados obtidos a partir desta análise de perigosidade foi a sua utilização na análise de segurança estrutural de edifícios nas cidades da Beira e do Chimoio (o segundo objectivo da tese). Os resultados obtidos pelas análises levadas a cabo na primeira parte deste estudo podem também servir como base para futuras avaliações de segurança estrutural. Estas avaliações poderão ser levadas a cabo para estruturas ainda em fase de projecto ou, como na segunda parte desta tese, para a avaliação do desempenho de estruturas já construídas.

O segundo objectivo do trabalho, a avaliação de segurança estrutural de estruturas existentes, foi abordado recorrendo a uma metodologia de desenvolvimento recente para a avaliação de perdas resultantes de sismos, baseada no deslocamento – a metodologia *DBELA*. A metodologia consiste, em termos gerais, na determinação da capacidade de

deslocamento e período da estrutura em análise para determinados estados limites (estruturais e não-estruturais), e na comparação desta capacidade de deslocamento com o deslocamento imposto por uma acção sísmica para o mesmo período.

Procurou fazer-se a avaliação do maior número possível de edifícios. No entanto, apenas foi possível ter acesso a três projectos, tanto por questões relacionadas com a confidencialidade dos dados, como com a possível implicação dos eventuais resultados da análise, as empresas de projecto e os Conselhos Municipais foram reticentes em ceder projectos alegando a confidencialidade dos dados relativos a obras de outrém, e donos de obra mostraram-se reticentes em disponibilizar os seus projectos face às implicações que os resultados do estudo poderiam ter. Ainda assim, foi possível obter três projectos, na condição de que a sua “identidade” não fosse tornada pública. Os projectos foram gentilmente cedidos pelo Conselho Municipal da Beira, pelo Conselho Municipal do Chimoio e pela Arquiplan (uma empresa de projecto de arquitectura e estruturas).

Foram portanto avaliados três edifícios: um edifício de catorze pisos, um edifício de três pisos, e um hospital formado por dois blocos, um só com piso térreo e o outro com dois pisos. Com o objectivo de maximizar os dados obtidos, os três edifícios foram considerados nas duas cidades em estudo, sendo avaliado o seu desempenho quando sujeitos a todos os cenários sísmicos considerados na primeira parte da tese.

Dos resultados obtidos pela análise feita com a metodologia *DBELA* aos edifícios verificou-se que, para os cenários sísmicos localizados na cidade do Chimoio, não se esperam danos estruturais em nenhum dos edifícios analisados. Embora a falha localizada próxima da cidade do Chimoio seja maior (tendo portanto capacidade de gerar sismos de maior magnitude que a falha próxima da cidade da Beira) encontra-se a cerca de 80 *km* do centro da cidade do Chimoio. A distância considerável entre a fonte sísmica e a cidade, e também, em menor escala, as melhores características dos solos da cidade do Chimoio, levam a que os edifícios situados nesta cidade apresentem um melhor desempenho do que os situados na cidade da Beira. Na cidade do Chimoio esperam-se danos não-estruturais reduzidos a edifícios semelhantes aos edifícios de catorze pisos e de três pisos analisados, danos não-estruturais reduzidos ao bloco de um piso do hospital e danos não-estruturais moderados ao bloco de dois pisos do hospital. Como foi referido no Capítulo 5, os resultados obtidos por este estudo não substituem a análise futura de outros edifícios

localizados nas cidades em estudo. Podem, no entanto, permitir fazer uma estimativa “educada” do comportamento de edifícios nestas cidades. Em relação à cidade do Chimoio pode ser dito que o seu património edificado não apresenta riscos apreciáveis, resultantes da acção sísmica, em termos estruturais. Pode ainda ser dito que são de esperar danos não-estruturais menores na maior parte das estruturas, na eventualidade de uma ocorrência sísmica que se enquadre em qualquer um dos cenários sísmicos avaliados nesta tese.

A análise aos edifícios, localizando-os na cidade da Beira, fornece resultados menos optimistas. A análise ao edifício de 14 pisos prevê que este exceda todos os estados limites, tanto estruturais como não-estruturais, sofrendo danos irreparáveis. Não se espera que os restantes edifícios analisados sofram danos estruturais, exceptuando o bloco hospitalar com 2 pisos, que pode sofrer danos estruturais moderados para os cenários em que se considera a fonte sísmica a menos de 20 *km* da cidade da Beira. Em termos de danos não-estruturais, espera-se que todos os edifícios analisados sofram danos não-estruturais completos (faixa de dano não-estrutural completo – não sendo viável a reparação dos elementos não-estruturais afectados). Procurando generalizar os resultados, pode ser dito que existe um elevado risco de que ocorram danos estruturais significativos em edifícios altos (entre 10 e 14 pisos) situados na cidade da Beira, em caso de ocorrência de um sismo que se enquadre nos cenários sísmicos analisados neste estudo. Pode ainda ser dito que qualquer abalo, da ordem dos considerados nos referidos cenários sísmicos, originará danos não-estruturais extensos na maior parte do património edificado da cidade da Beira.

Como conclusão final, pode ser afirmado que a cidade do Chimoio não sofrerá consequências sérias na eventualidade de uma ocorrência sísmica da ordem das consideradas neste estudo. Para a cidade da Beira, infelizmente, a conclusão é oposta. Qualquer cenário de ocorrência sísmica que se enquadre nos cenários considerados nesta tese trará consequências sérias. É de esperar que um grande número de edifícios altos sofra danos estruturais significativos, que podem, eventualmente, resultar no seu colapso. Pode ainda ser afirmado que grande parte do património edificado sofrerá sérios danos não-estruturais.

6.2 Recomendações e Desenvolvimentos Futuros

A escassez de informação relativa à actividade sísmica em Moçambique foi um dos problemas enfrentado durante a realização desta tese. A recomendação mais geral que é feita com base nesta tese, é que sejam levados a cabo estudos com o objectivo de identificar e estudar as falhas que se encontram (possivelmente) no país, em particular em zonas próximas de centros urbanos ou de estruturas de importância vital (nomeadamente barragens). Resultando eventualmente no zonamento sísmico do país.. Com base nas análises a realizar no futuro às eventuais falhas que sejam identificadas como falhas de risco, é recomendado que se façam análises do desempenho sísmico das estruturas que possam ser afectadas por qualquer actividade sísmica das referidas falhas – e que se tomem as medidas apropriadas (reforço, abandono, demolição, etc.) com base nos resultados obtidos por estas análises.

Em relação às falhas consideradas para as análises levadas a cabo neste estudo (em particular a falha considerada próxima da cidade da Beira), é necessário que se expanda a informação existente sobre elas, por exemplo através da realização de escavações para identificar eventuais consequências geomorfológicas de abalos sísmicos que tenham sido gerados nestas falhas, assim como as datas em que tais abalos se verificaram. Pode ainda ser levado a cabo um programa de monitorização/instrumentação das falhas, como forma de quantificar os movimentos verificados nas falhas, assim como registar as consequências (nas falhas) de eventuais abalos futuros. Estes e outros estudos e análises adicionais permitiriam estimar as probabilidades de ocorrência (e períodos de retorno) de abalos sísmicos futuros, algo que não foi possível efectuar durante a realização do presente estudo.

Uma das limitações da metodologia utilizada na avaliação de segurança estrutural neste estudo é que esta funciona apenas como um “identificador”. Tendo a informação e os parâmetros necessários é possível identificar edifícios que excedam determinados estados limites (estruturais ou não-estruturais). A metodologia assume que, à partida, se tem conhecimento do mecanismo de colapso da estrutura, sendo a análise baseada na escolha

deste mecanismo. Não é, no entanto, possível obter informação específica sobre os elementos estruturais individuais que sofrem deslocamentos excessivos, ou colapso. Considera-se portanto necessário que após identificados os edifícios em risco, estes sejam analisados recorrendo a métodos mais sofisticados de análise estrutural. Estes métodos devem ser usados para definir adequadamente o comportamento da estrutura, e para identificar os elementos estruturais que devem ser reforçados para garantir o bom desempenho da estrutura face a cenários sísmicos considerados plausíveis. Identificados os edifícios e os elementos estruturais que devem ser reforçados, o próximo passo seria o estudo e aplicação de soluções adequadas de reforço estrutural.

Dada a natureza dos resultados obtidos, em particular para a cidade da Beira, considera-se vital que o estudo iniciado nesta tese seja continuado e expandido de forma a abranger o maior número possível de edifícios localizados na referida cidade. Sugere-se que numa fase inicial sejam abordados em particular os edifícios “altos”. É vital determinar se os restantes edifícios “altos” desta cidade têm o mesmo desempenho que o edifício analisado nesta tese, e caso se determine que apresentam o mesmo risco de dano estrutural é importante que se estudem soluções de reforço. Outro ponto que deve ser considerado em futuras análises à cidade da Beira está associado ao elevado nível freático existente. É plausível e de certa forma previsível que ocorra liquefacção dos solos de suporte de estruturas em muitas zonas da cidade.

É perceptível que, dada a realidade presente no país, muitas destas recomendações não sejam seguidas. Espera-se, no entanto, que este trabalho suscite interesse e preocupação suficientes para que sejam, pelo menos, efectuados estudos de confirmação do desempenho estrutural dos edifícios mais importantes, emblemáticos e “altos” da cidade da Beira, acompanhados por uma investigação detalhada do risco sísmico representado pela falha considerada neste estudo, que se localiza bastante próxima da cidade.

Finalmente, espera-se que esta tese contribua para o enriquecimento cultural, científico e técnico de Moçambique, e desperte a temática até agora ignorada da sismicidade nacional.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Abrahamson, N. A., *State of the practice of seismic hazard assessment*, actas GeoEng 2000, Melbourne, **2000**, pp. 695-685.
2. Abrahamson, N. A. e Shedlock, J. M., *Overview*, Seismological Research Letters, Vol. 68, **1997**, pp. 9-23.
3. Abrahamson, N. A. e Silva, W. J., *Empirical ground motion models*, Report submitted to Brookhaven National Laboratory, **1996**.
4. Akkar, S. e Bommer, J. J., *Prediction of Elastic Displacement Response Spectra in Europe and the Middle East*, **2006**.
5. Almeida, R. F. e Barros, R. C., *A new multimode load pattern for pushover analysis: the effect of higher modes of vibration*, actas 4th International Conference on Earthquake Resistant Engineering Structures, ERES 2003, Ancona, **2003b**.
6. Almeida, R. F. e Barros, R. C., *Comparação entre Análise Pushover e Análise Dinâmica Não-Linear: A Importância dos Modos Superiores de Vibração*, actas VII Congresso de Mecânica Aplicada e Computacional, Évora, **2003a**.
7. Ambraseys, N. N. e Adams, R. D., *Reappraisal of major African earthquakes, south of 20°N, 1900–1930*, Natural Hazards, Vol. 4, **1991**, pp. 389–419.
8. Ambraseys, N. N., Douglas, J., Sarma, S. K., e Smit, P. M., *Equations for the Estimation of Strong Ground Motions from Shallow Crustal Earthquakes Using Data from Europe and the Middle East: Horizontal Peak Ground Acceleration and Spectral Acceleration*, Bulletin of Earthquake Engineering:, Vol. 3, **2005**, pp. 1-53.
9. Anderson, J. G., *Strong motion seismology*, in "International Handbook of Earthquake and Engineering Seismology, Part B", Editado por: H. K. W.H.K. Lee, P.C. Jennings and C. Kisslingers, Londres, Academic Press, **2003**.
10. Arias, A., *A measure of earthquake intensity*, in "Seismic Design for Nuclear Power Plants", Editado por: R. J. Hansens, MIT Press, **1970**.

11. ATC, *Earthquake damage evaluation data for California, Report ATC-13*, Applied Technology Council, **1985**.
12. Barros, R. C. e Almeida, R. F., *Pushover Analysis of Asymmetric Three-Dimensional Building Frames*, Journal of Civil Engineering and Management, Vol. XI, nº 1, **2005**, pp. 3-12.
13. Barros, R. C. e Almeida, R. F., *Pushover Analysis of Building Frames*, actas 8th International Conference on Modern Building Materials, Structures and Techniques, Vilnius, **2004**.
14. Barros, R. C., Belli, P., Corbi, I., e Nicoletti, M., *Large Scale Risk Prevention*, International Journal of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, Vol. 18, nº 1, **2004**, pp. 10-19.
15. Bertero, V. V., *Chapter 1 - Innovative Approaches to Earthquake Engineering*, in "Innovative approaches to earthquake engineering", Editado por: G. Olivetos, Southampton, WIT Press, **2002**.
16. Bertero, V. V., *Performance-based seismic engineering: a critical review of proposed guidelines*, actas Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes, Proceedings of the International Workshop, Bled, **1997**, A.A. Balkema, Rotterdam and Brookfield, Vermont, pp. 1-32.
17. Bertero, V. V., *Major issues and future directions in earthquake-resistant design*, actas 10th World Conference on Earthquake Engineering, Roterdão, **1992**, A. A. Balkema.
18. Binder, R. W., *Engineering aspects of the 1933 Long Beach earthquake*, actas Symposium on Earthquake and Blast Effects on Structures, **1952**, EERI and University of California, pp. 187-221.
19. Bird, J. F. e Bommer, J. J., *Earthquake losses due to ground failure*, Engineering Geology, Vol. 75, nº 2, **2004**, pp. 147-179.
20. Bolt, B. A., *Engineering Seismology*, in "Earthquake Engineering From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering", Editado por: Y. Bozorgnia e V. V. Berteros, International Code Council & CRC Press, **2004**.

21. Bolt, B. A., *The Nature of Earthquake Ground Motion*, in "The Seismic Design Handbook", Editado por: F. Naeims, 2ª Edição, Nova Iorque, Kluwer Academic Publishers, **2001**.
22. Bolt, B. A., *From earthquake acceleration to seismic displacement*, actas Fifth Mallet-Milne Lecture, Londres, **1996**, Society for Earthquake and Civil Engineering Dynamics, pp. 50.
23. Bolt, B. A., *Duration of strong ground motion*, actas 5th World Conference on Earthquake Engineering, Roma, **1973**, pp. 1304-1313.
24. Bommer, J. J., *Empirical Estimation of Ground Motion: Advances and Issues*, actas Third International Symposium on the Effects of Surface Geology on Seismic Motion, Grenoble, França, **2006**.
25. Bommer, J. J., *Seismic Hazard Analysis for Engineering Design and Earthquake Loss Estimation*, actas Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica IX Jornadas, Concepción, **2005**.
26. Bommer, J. J., *Deterministic vs. probabilistic seismic hazard assessment: an exaggerated and obstructive dichotomy*, Journal of Earthquake Engineering, Vol. 6, nº Special Issue 1, **2002**, pp. 43-73.
27. Bommer, J. J. e Boore, D. M., *Engineering Seismology*, in "Encyclopaedia of Geology", Editado Academic Press, **2005**, pp. 499-514.
28. Bommer, J. J. e Crowley, H., *The Influence of Ground-Motion Variability in Earthquake Loss Modelling*, Bulletin of Earthquake Engineering, Vol. 4, **2006**, pp. 231-248.
29. Bommer, J. J., Elnashai, A. S., e Weir, A. G., *Compatible acceleration and displacement spectra for seismic design codes*, actas Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, **2000**.
30. Bommer, J. J., Pinho, R., e Crowley, H., *Using a Displacement-Based Approach for Loss Assessment of Urban Areas*, actas Advances in Earthquake Engineering for Urban Risk Reduction, Istambul, **2005**.

31. Bommer, J. J., Spence, R., Erdik, M., Tabuchi, S., Aydinoglu, N., Booth, E., Re, D. d., e Peterken, O., *Development of an earthquake loss model for Turkish catastrophe insurance*, Journal of Seismology, Vol. 6, **2002**, pp. 431-446.
32. Boore, D. M. e Atkinson, G. M., *Boore-Atkinson NGA Empirical Ground Motion Model for the Average Horizontal Component of PGA, PGV and SA at Spectral Periods of 0.1, 0.2, 1, 2, and 3 Seconds*, Interim Report for USGS Review, **2006**.
33. Boore, D. M., Joyner, W. B., e Fumal, T. E., *Equations for estimating horizontal response spectra and peak acceleration from western North American earthquakes: A summary of recent work*, Seismological Research Letters, Vol. 68, **1997**, pp. 128-153.
34. Bozorgnia, Y. e Bertero, V. V., *Damage Spectrum and Its Applications to Performance-Based Earthquake Engineering*, actas 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, **2004b**.
35. Bozorgnia, Y. e Bertero, V. V., *The Early Years of Earthquake Engineering and Its Modern Goal*, in "Earthquake Engineering From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering", Editado por: Y. Bozorgnia e V. V. Berteros, International Code Council & CRC Press, **2004a**.
36. Bozorgnia, Y. e Bertero, V. V., *Improved Shaking and Damage Parameters for Post-Earthquake Applications*, actas SMIP01 Seminar on Utilization of Strong-Motion Data, **2001**, pp. 1 - 22.
37. Bozorgnia, Y. e Campbell, K. W., *Engineering Characterization of Ground Motion*, in "Earthquake Engineering From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering", Editado por: Y. Bozorgnia e V. V. Berteros, International Code Council & CRC Press, **2004**.
38. Brune, J. N., *Shattered rock and precarious rock evidence for strong asymmetry in ground motions during thrust faulting*, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 91, **2001**, pp. 441-447.
39. Cabral, J., *A Geologia na Avaliação da Perigosidade Sísmica*, actas Associação Portuguesa de Geólogos - Riscos Geológicos, **2003**, pp. 25-34.

40. Calvi, G. M., *A displacement-based approach for vulnerability evaluation of classes of buildings*, Journal of Earthquake Engineering, Vol. 3, nº 3, **1999**, pp. 411-438.
41. Câmara, R. C. e Barros, R. C., *Model for Analysis of Seismic Wave Radiation from Fault to Structure*, Boundary Elements Communications, Vol. 13, nº 3/4, **2002**, pp. 11-24.
42. Câmara, R. C. e Barros, R. C., *Modelos de Análise da Radiação de Ondas Sísmicas da Falha para a Estrutura*, actas 5º Encontro Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica (SÍSMICA 2001), Ponta Delgada, Açores, **2001**, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, pp. 83-93.
43. Campbell, K. W., *Engineering Models of Strong Ground Motion*, in "Earthquake Engineering Handbook", Editado por: W.-F. Chen e C. Scawthorns, CRC Press LLC, **2003**.
44. Campbell, K. W. e Bozorgnia, Y., *Campbell-Bozorgnia NGA Empirical Ground Motion Model for the Average Horizontal Component of PGA, PGV and SA at Selected Spectral Periods Ranging from 0.01–10.0 Seconds*, Interim Report for USGS Review, **2006**.
45. Campbell, K. W. e Bozorgnia, Y., *Updated near-source ground motion (attenuation) relations for the horizontal and vertical components of peak ground acceleration and acceleration response spectra*, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 93, **2003**, pp. 314-331.
46. Chen, S.-Z. e Atkinson, G. M., *Global comparison of earthquake source spectra*, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 92, nº 3, **2002**, pp. 885-895.
47. Chopra, A. K., *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*, 2ª Edição, Prentice Hall, Nova Jersey, **2001**.
48. Chopra, A. K. e Goel, R. K., *Capacity-demand-diagram method based on inelastic design spectrum*, Earthquake Spectra, Vol. 15, **1999**, pp. 637-656.
49. Clough, R. W. e Penzien, J., *Dynamics Of Structures*, 3ª edição, Computers & Structures, Inc., **1995**.

50. Costa, A. P. d. N. C., *A Acção dos Sismos e o Comportamento das Estruturas*, Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, **1993**, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) / Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC).
51. Cotton, F., Scherbaum, F., Bommer, J. J., e Bungum, H., *Criteria for selecting and adjusting ground-motion models for specific target regions: Application to Central Europe and rock sites*, Journal of Seismology, n° DOI: 10.1007/s10950-005-9006-7 in press, **2006**.
52. Crone, A. J., Machette, M. N., e Bowman, J. R., *Episodic nature of earthquake activity in stable continental regions revealed by paleoseismicity studies of Australian and North American Quaternary faults*, Australian Journal of Earth Sciences, Vol. 44, **1997**, pp. 203–214.
53. Crowley, H. e Pinho, R., *Period-height relationship for existing European reinforced concrete buildings*, Journal of Earthquake Engineering, Vol. 8, n° Edição Especial 1, **2004**, pp. 93-119.
54. Crowley, H., Pinho, R., e Bommer, J. J., *A Probabilistic Displacement-based Vulnerability Assessment Procedure for Earthquake Loss Estimation*, Bulletin of Earthquake Engineering, Vol. 2, **2004**, pp. 173–219.
55. Douglas, J., *Use of analysis of variance for the investigation of regional dependence of strong ground motions*, actas Proceedings of Thirteenth World Conference on Earthquake Engineering, Artigo n° 29, **2004**.
56. Dumisani, J. H., *Seismotectonics of Zimbabwe*, African Journal of Science and Technology - Science and Engineering Series, Vol. 1, n° 4, **2001**, pp. 22-28.
57. Ebinger, C. J., Deino, A. L., Tesha, A. L., Becker, T., e Ring, U., *Tectonic controls on rift basin morphology: evolution of northern Malawi (Nyasa) rift*, Journal of Geophysical Research, Vol. 98, **1993**, pp. 17 821-17 836.
58. EC8, *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings (prEN 1998-1)*, **2003**.

59. EERI, *Glossary by the EERI Committee on Seismic Risk*, Earthquake Spectra, Vol. 1, **1984**, pp. 33-40.
60. FEMA, *FEMA-356: Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*, Federal Emergency Management Agency, Washington, **2000**.
61. FEMA, *HAZUS99 - Earthquake Loss Estimation Methodology: User's Manual*, Federal Emergency Management Agency, Washington, **1999**.
62. Fenton, C. H. e Bommer, J. J., *The M_w 7 Machaze, Mozambique, Earthquake of 23 February 2006*, Seismological Research Letters, Vol. 77, nº 4, **2006**, pp. 426-439.
63. Foster, A. N. e Jackson, J. A., *Source parameters of large African earthquakes: implications for crustal rheology and regional kinematics*, Geophysical Journal International, Vol. 134, **1998**, pp. 422-448.
64. Freeman, J. R., *Earthquake Damage and Earthquake Insurance*, McGraw-Hill, Nova Iorque, **1932**.
65. Freeman, S. A., *A review of practical approximate inelastic seismic design procedures for new and existing buildings*, actas 64th Annual Convention of the Structural Engineers Association of California, **1995**, Indian Wells, Califórnia, pp. 311-331.
66. Freeman, S. A., Messinger, D. L., Casper, W. L., Mattis, L. W., Preece, F. R., e Tobin, R. E., *Structural moments no. 4. drift limits: are they realistic?*, Earthquake Spectra, Vol. 1, nº 2, **1985**, pp. 203-390.
67. Glaister, S. e Pinho, R., *Development of a simplified deformation-based method for seismic vulnerability assessment*, Journal of Earthquake Engineering, Vol. 7, nº Edição Especial 1, **2003**, pp. 107-140.
68. GOVNET.co.mz, (**2006d**), *Portal do Governo de Moçambique - Manica: Guebuza visita afectadas pelo sismo*, [acedido em Setembro de 2006], Disponível em: https://www.govnet.gov.mz/noticias/news_folder_sociedad_cultu/marco06/news_sc_096_03_06.

69. GOVNET.co.mz, **(2006c)**, *Portal do Governo de Moçambique - Moçambique prossegue avaliação dos estragos do sismo*, [acedido em Setembro de 2006], Disponível em: https://www.govnet.gov.mz/noticias/news_folder_sociedad_cultu/marco06/new_s_sc_marco06_sem1/news_sc_037_02_06.
70. GOVNET.co.mz, **(2006b)**, *Portal do Governo de Moçambique - Moçambique: sismo acentuou acentuou degradação das pontes cais de Inhambane e Maxixe*, [acedido em Setembro de 2006], Disponível em: https://www.govnet.gov.mz/noticias/news_folder_sociedad_cultu/marco06/news_sc_marco06_sem1/news_sc_036_02_06.
71. GOVNET.co.mz, **(2006a)**, *Portal do Governo de Moçambique - Presidente chinês solidariza-se com vítimas do sismo*, [acedido em Setembro de 2006], Disponível em: https://www.govnet.gov.mz/noticias/news_folder_sociedad_cultu/marco06/news_sc_marco06_sem1/news_sc_035_02_06.
72. GSHAP, **(2000)**, *Global Seismic Hazard Assessment Program*, [acedido em Setembro de 2006], Disponível em: <http://www.seismo.ethz.ch/GSHAP/>.
73. Gutenberg, B. e Richter, C. F., *Seismicity of the Earth and Associated Phenomena*, 2ª Edição, Princeton University Press, Princeton, **1954**.
74. Hartnady, C. J. H., *Earthquake hazard in Africa: perspectives on the Nubia-Somalia boundary*, South African Journal of Science, Vol. 98, **2002**, pp. 425-428.
75. Horner-Johnson, B. C., Gordon, R. G., Cowles, S. M., e Argus, D. F., *The angular velocity of Nubia relative to Somalia and the location of the Nubia-Somalia-Antarctica triple junction*, Geophysical Journal International, Vol. 162, **2005**, pp. 221-238.
76. Housner, G. W., *Historical view of earthquake engineering*, actas 8th World Conference on Earthquake Engineering, São Francisco, **1984**, pp. 25-39.

77. Housner, G. W., *Measures of severity of earthquake ground shaking*, actas U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Ann Arbor, Michigan, **1975**, pp. 25-33.
78. Housner, G. W., *Strong ground motion*, in "Earthquake Engineering", Editado por: R. L. Wiegels, Nova Jersey, Prentice-Hall, **1970**.
79. Hudson, D. E., *Reading and Interpreting Strong Motion Accelerograms*, Monograph, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, Califórnia, **1979**.
80. Hudson, D. E., *Some problems in the application of spectrum techniques to strong-motion earthquake analysis*, Bulletin of Seismological Society of America, Vol. 52, **1962**, pp. 417-430.
81. Idriss, I. M., *Report NIST GCR 93-625: Procedures for selecting earthquake ground motions at rock sites*, National Institute of Standards and Technology, **1993**.
82. Iwan, W. D., *Drift spectrum: Measure of demand for earthquake ground motions*, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 123, **1997**, pp. 397-404.
83. Kircher, C. A., Nassar, A. A., Kustu, O., e Holmes, W. T., *Development of building damage functions for earthquake loss estimation*, Earthquake Spectra, Vol. 13, nº 4, **1997**, pp. 663-682.
84. McGuire, R. K., *Deterministic vs. probabilistic earthquake hazard and risks*, Soil Dynamics & Earthquake Engineering, Vol. 21, **2001**, pp. 377-384.
85. Midzi, V., D., Hlatywayo, J., Chapola, L. S., Kebede, F., Atakan, K., Lombe, D. K., Turyomurugyendo, G., e Tugume, F. A., *Seismic hazard assessment in Eastern and Southern Africa*, Annali di Geofisica, Vol. 42, nº 6, **1999**, pp. 1 067-1 083.
86. Mohraz, B. e Sadek, F., *Earthquake Ground Motion and Response Spectra*, in "The Seismic Design Handbook", Editado por: F. Naeims, 2ª Edição, Nova Iorque, Kluwer Academic Publishers, **2001**.
87. Musson, R. M. W., *Intensity-based seismic risk assessment*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering Geology, Vol. 20, **2000**, pp. 353-360.

88. Newmark, N. M. e Hall, W. J., *Earthquake Spectra and Design*, Monograph, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, Califórnia, **1982**.
89. Page, R. A., *Estimation of Earthquake Potential and Strong Ground Shaking*, actas CENTO Seminar on Recent Advances in Earthquake Hazard Minimization, Teerão, **1976**, pp. 33-46.
90. Pinho, R., Bommer, J. J., e Glaister, S., *A simplified approach to displacement-based earthquake loss estimation analysis*, actas 12th European Conference on Earthquake Engineering, Londres, **2002**.
91. Priestley, M. J. N., *Myths and fallacies in earthquake engineering - revisited*, in "The Mallet-Milne Lecture", Editado Pavia, IUSS Press, **2003**.
92. Priestley, M. J. N., *Displacement-based seismic assessment of reinforced concrete buildings*, Journal of Earthquake Engineering, Vol. 1, nº 1, **1997**, pp. 157-192.
93. REAE, *Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios - Decreto Lei n.º 211-86, de 31 de Julho*, Imprensa Nacional - Casa da Moeda, **1986**.
94. REBA, *Regulamento de Estruturas de Betão Armado - Decreto n.º 47723, de 20 de Maio*, **1967**.
95. REBAP, *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado - Decreto Lei n.º 349-C/83, de 30 de Julho*, Porto Editora, **1983**.
96. Reiter, L., *Earthquake Hazard Analysis: Issues and Insights*, Columbia University Press, **1990**.
97. Rodriguez-Marek, A., Bray, J. D., e Abrahamson, N. A., *An empirical geotechnical seismic site response procedure*, Earthquake Spectra, Vol. 17, **2001**, pp. 65-87.
98. Rosenblueth, E., *Characteristics of earthquakes*, in "Design of Earthquake Resistant Structures", Editado por: E. Rosenblueths, Nova Iorque, John Wiley & Sons, **1980**.
99. Rothé, J. P., *The seismicity of the Earth 1953-1965*, UNESCO, Paris, **1969**.
100. RSA, *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes - Decreto Lei n.º 235/83, de 31 de Maio*, Porto Editora, **1983**.

101. RSEP, *Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes - Decreto n.º 44041, de 18 de Novembro, 1961.*
102. Scawthorn, C., *Earthquakes: Seismogenesis, Measurement, and Distribution*, in "Earthquake Engineering Handbook", Editado por: W.-F. Chen e C. Scawthorns, CRC Press LLC, **2003b**.
103. Scawthorn, C., *Earthquake Risk Management: An Overview*, in "Earthquake Engineering Handbook", Editado por: W.-F. Chen e C. Scawthorns, CRC Press LLC, **2003a**.
104. Stewart, J. P., Liu, A. H., e Choi, Y., *Amplification factors for spectral acceleration in tectonically active regions*, Bulletin of Seismological Society of America, Vol. 93, **2003**, pp. 332-352.
105. Trifunac, M. D. e Brady, A. G., *A study on the duration of strong earthquake ground motion*, Bulletin of Seismological Society of America, Vol. 65, **1975**, pp. 581-626.
106. USGS, (**2006b**), *United States Geological Survey (USGS) - Poster of the Mozambique Earthquake of 22 February 2006 - Magnitude 7.0*, [acedido em Abril de 2006], Disponível em: <http://earthquake.usgs.gov/eqcenter/eqarchives/poster/2006/20060222.php>.
107. USGS, (**2006a**), *United States Geological Survey (USGS) – Earthquake Hazards Program*, [acedido em Setembro de 2006], Disponível em: <http://earthquake.usgs.gov>.
108. Vasconcelos, L., *Palestra sobre Sismos para a Assembleia da República*, **2006**.
109. Wells, D. L. e Coppersmith, K. J., *New empirical relationships among magnitude, rupture length, rupture width, rupture area, and surface displacement*, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 84, **1994**, pp. 974-1 002.
110. Ziony, J. I., *The Evaluation of Potential Geologic Effects of Earthquakes*, actas CENTO Seminar on Recent Advances in Earthquake Hazard Minimization, Teerão, **1976**, pp. 116-128.

BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR

1. Ambraseys, N. N., *Development and Application of Strong Ground Motions in Europe*, actas EU-Japan Workshop on Seismic Risk (First Expert Meeting), Chania, **1998**, pp. 81-90.
2. Beyer, K. e Bommer, J. J., *Relationships between Median Values and between Aleatory Variabilities for Different Definitions of the Horizontal Component of Motion*, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 96, nº 4A, **2006**, pp. 1 512-1 522.
3. Bommer, J. J., Douglas, J., e Strasser, F. O., *Style-of-Faulting in Ground-Motion Prediction Equations*, Bulletin of Earthquake Engineering, Vol. 1, **2003**, pp. 171-203.
4. Bommer, J. J. e Mendis, R., *Scaling of spectral displacement ordinates with damping ratios*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 34, **2005**, pp. 145-165.
5. Boore, D. M., Watson-Lamprey, J., e Abrahamson, N. A., *Orientation-Independent Measures of Ground Motion*, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 96, nº 4A, **2006**, pp. 1502-1511.
6. Brandes, H. G., *Geotechnical and Foundation Aspects*, in "Earthquake Engineering Handbook", Editado por: W.-F. Chen e C. Scawthorns, CRC Press LLC, **2003**.
7. Calvi, G. M., Pinho, R., Magenes, G., Bommer, J. J., Restrepo-Vélez, L. F., e Crowley, H., *The Development of Seismic Vulnerability Assessment Methodologies over the Past 30 Years*, ISET Journal of Earthquake Technology, Vol. 43, nº 4, **2006**.
8. Carnicero, A., Perera, R., Floréz-López, J., e Alarcón, E., *Computational Model for Local Damage Assessment of Structures*, actas EU-Japan Workshop on Seismic Risk (First Expert Meeting), Chania, **1998**, pp. 201-207.

9. Celebi, M., *Seismic Coefficients and Natural Period Formulas*, actas CENTO Seminar on Recent Advances in Earthquake Hazard Minimization, Teerão, **1976**, pp. 171-176.
10. Crowley, H., Bommer, J. J., Pinho, R., e Bird, J., *The impact of epistemic uncertainty on an earthquake loss model*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 34, **2005**, pp. 1 653-1 685.
11. Cruddace, P. R., Cross, P. A., Veis, G., Billiris, H., Paradissis, D., Galanis, J., Lyon-Caen, H., Briole, P., Ambrosius, B. A. C., Simons, W. J. F., Roegies, E., Parsons, B., mEngland, P., kahle, H.-G., Cocard, M., Yannick, P., Stavrakakis, G., Clarke, P., e Lilje, M., *An Interdisciplinary Approach to Seismic Hazard Assessment in Greece*, actas The Second EU-Japan Workshop on Seismic Risk - Destructive Earthquakes: Understanding Crustal Processes Leading to Destructive Earthquakes (Second Expert Meeting), Reiquejavique, **1999**, pp. 98-103.
12. Douglas, J., *Errata of and additions to ESEE Report No. 01-1: 'A comprehensive worldwide summary of strong-motion attenuation relationships for peak ground acceleration and spectral ordinates (1969 to 2000)'*, **2002**.
13. Douglas, J., *A comprehensive worldwide summary of strong-motion attenuation relationships for peak ground acceleration and spectral ordinates (1969 to 2000) Report No. 01-1*, Engineering Seismology and Earthquake Engineering, **2001**.
14. Eaton, K. J., *Low-Income Housing and Earthquakes*, actas CENTO Seminar on Recent Advances in Earthquake Hazard Minimization, Teerão, **1976**, pp. 223-229.
15. Farah, A., *The Assessment of Earthquake Hazards in Pakistan*, actas CENTO Seminar on Recent Advances in Earthquake Hazard Minimization, Teerão, **1976**, pp. 47-52.
16. Grünthal, G., Bosse, C., Sellami, S., Mayer-Rosa, D., e Giardini, D., *Compilation of the GSHAP regional seismic hazard for Europe, Africa and the Middle East*, Annali di Geofisica, Vol. 42, nº 6, **1999**, pp. 1 215-1 223.
17. Iacopi, R., *Earthquake Country*, 3ª Edição, Sunset Books, Lane Books, Menlo Park, **1971**.

18. Kisslinger, C. e Haas, J. E., *Earthquake Predictions and Warnings: The Scientific Basis and Social Consequences*, actas CENTO Seminar on Recent Advances in Earthquake Hazard Minimization, Teerão, **1976**, pp. 84-109.
19. Marachi, N., *A Simplified Approach to Engineering Evaluation of Seismicity*, actas CENTO Seminar on Recent Advances in Earthquake Hazard Minimization, Teerão, **1976**, pp. 131-140.
20. Mendis, R. e Bommer, J. J., *Modification of the Eurocode 8 Damping Reduction Factors for Displacement Spectra*, actas First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, **2006**.
21. Papazachos, B. C., Papaioannou, C. A., Papazachos, C. B., e Savvaiddis, A. S., *A Methodology for Reliable Seismic Hazard Assessment in the South Balkan Area*, actas The Second EU-Japan Workshop on Seismic Risk - Destructive Earthquakes: Understanding Crustal Processes Leading to Destructive Earthquakes (Second Expert Meeting), Reiquejavique, **1999**, pp. 114-121.
22. Peano, A. e Salvaneschi, P., *Earthquake Damages Scenario Predictions at Regional and Urban Scale*, actas EU-Japan Workshop on Seismic Risk (First Expert Meeting), Chania, **1998**, pp. 209-216.
23. Romão, X. d. N., *Novos Modelos de Dimensionamento Sísmico de Estruturas*, Tese de Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil, **2002**, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP).
24. Seed, H. B., Ugas, C., e Lysmer, J., *Site-Dependent Spectra for Earthquake-Resistant Design*, Earthquake Engineering Research Center, **1974**.
25. Suhadolc, P., *Source, Propagation and Site Effects Modelling for Seismic Hazard Mitigation Purposes*, actas EU-Japan Workshop on Seismic Risk (First Expert Meeting), Chania, **1998**, pp. 123-132.
26. Walker, B., *Earthquake*, Planet Earth, Time-Life Books, Alexandria, **1982**.
27. Wilson, E. L., *Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures: A Physical Approach With Emphasis on Earthquake Engineering*, 3ª Edição, Computers and Structures, Inc, Berkeley, **2002**.

28. Wood, R. M., *Sismos e Vulcões*, Círculo de Leitores, **1988**.